



**TERÄSBETONIRAKENTEIDEN  
MITOITUS EUROKOODIN MUKAAN,  
OPETUSMATERIAALI  
TAMPEREEN AMMATTIKORKEA-  
KOULUN KÄYTTÖÖN**

Juha Niemi

Opinnäytetyö  
Lokakuu 2014  
Rakennustekniikan ylempi  
ammattikorkeakoulututkinto  
Tampereen ammattikorkeakoulu

## TIIVISTELMÄ

Tampereen ammattikorkeakoulu  
Rakennustekniikan koulutusohjelma  
Rakennustekniikan ylempi ammattikorkeakoulututkinto

NIEMI JUHA:

Teräsbetonirakenteiden mitoitus eurokoodin mukaan,  
opetusmateriaali Tampereen ammattikorkeakoulun käyttöön

Opinnäytetyö, 132 sivua  
Lokakuu 2014

---

Eurokoodit muodostavat kantavien rakenteiden suunnittelujärjestelmän, jonka tarkoitus on yhdenmukaistaa rakennesuunnittelun menetelmät Euroopassa. Ne ovat eurooppalaisia standardeja, ja ne laatii eurooppalainen standardisointijärjestö CEN. Suomessa eurokoodit julkaisee Suomen Standardisimisliitto SFS. Eurokoodistandardit sisältävät kokonaisvarmuuden määrittämisperiaatteet, erilaiset kuormitustarkastelut sekä tekniset ohjeet rakenteiden suunnitteluun eri rakennusmateriaaleja käytettäessä. Eurokoodit vahvistetaan kansallisella standardilla. Kansallinen standardi sisältää eurooppalaisen standardisointijärjestön (CEN) julkaiseman eurokoodin tekstin täydellisenä mahdollisine liitteineen, kansallisen kansilehden ja esipuheen sekä kansallisen liitteen tai liitteet.

Tampereen ammattikorkeakoulussa on jo jonkin aikaa opetettu teräsbetonirakenteiden mitoitusta eurokoodin mukaan. On kuitenkin ollut puute yhtenäisestä eurokoodipohjaisesta opetusmateriaalista. Tämän opinnäytetyön tarkoituksena oli tuottaa tällainen opetusmateriaali juuri teräsbetonirakenteiden mitoittamiseen. Tässä opinnäytetyössä perehdyttiin standardiin SFS-EN 1992-1-1 + AC, Eurokoodi 2: Betonirakenteiden suunnittelu: Yleiset säännöt ja rakennuksia koskevat säännöt. Opinnäytetyön tuloksena saatiin siis opetusmateriaali teräsbetonirakenteiden mitoittamiseen eurokoodi 2:n mukaisesti.

## ABSTRACT

Tampereen ammattikorkeakoulu  
Tampere University of Applied Sciences  
Construction Engineering  
Construction Engineering Master's Degree

JUHA NIEMI:

The design of reinforced concrete structures according to Eurocode,  
teaching material for Tampere University of Applied Sciences  
Master's thesis, 132 pages  
October 2014

---

The eurocodes are a load-bearing structures of the planning system, the purpose of which is to align the structure of design methods in Europe. They are European standards, and they shall draw up a European standardization organization CEN. In Finland, the eurocodes will publish the Finnish Standards Association SFS. Eurocode Standards include determining the overall reliability, various loadreviews, and technical guidance on the design of the structures of the different building materials used. Eurocodes establishes a national standard. The national standard includes the European Committee for Standardization (CEN) published by the text of the eurocode and any attachments are complete and a national magazine cover and preface, and the National Annex or Annexes.

Tampere University of Applied Sciences has for some time been taught designing of reinforced concrete structures according to eurocode. However, it was the lack of a uniform teaching materials. Purpose of this thesis was to produce this kind of teaching material for designing reinforced concrete structures. This thesis is to examine the standard SFS-EN 1992-1-1 + AC, Eurocode 2: Design of concrete structures: General rules and rules for buildings. Result of this thesis became a teaching material for designing reinforced concrete structures in accordance with the eurocode 2.

Key words: Eurocode 2, reinforced concrete structures

## SISÄLLYS

1	JOHDANTO.....	9
2	YLEISTÄ BETONIRAKENTEISTA .....	10
2.1	Betonin materiaaliominaisuudet .....	10
2.1.1	Betonin lujuuteen vaikuttavat tekijät .....	10
2.1.2	Puristuslujuus .....	10
2.1.3	Toteutusluokat, materiaalien osavarmuuskertoimet ja mitoitusarvot .....	13
2.1.4	Vetolujuus .....	14
2.1.5	Jännitys – muodonmuutosriippuvuus.....	15
2.1.6	Kimmokerroin.....	16
2.1.7	Virumamuodonmuutos.....	19
2.1.8	Karkea graafinen virumaluvun määrittäminen.....	21
2.1.9	Kutistuma .....	22
2.2	Betoniteräksiset .....	25
2.2.1	Betoniterästen ominaisuudet .....	25
3	TERÄSBETONIRAKENTEIDEN LASKEMISPERUSTEET .....	28
3.1	Betonin ja raudoituksen yhteistoiminta .....	28
3.1.1	Palkkien raudoitus.....	29
3.1.2	Laattojen raudoitus.....	29
3.1.3	Pilarien raudoitus .....	29
3.1.4	Tartunta ja ankkuroituminen .....	30
3.1.5	Tartunnan vaatima betonipeite.....	30
3.1.6	Tartunnan vaatimat tankovälit.....	31
3.2	Käyttöikä, rasitusluokat ja betonipeite.....	31
3.2.1	Rasitusluokat.....	32
3.2.2	Betonin vähimmäislujuusluokka.....	34
3.2.3	Betonipeitteen vähimmäisarvo.....	34
3.3	Mitoitusmenetelmät .....	36
3.3.1	Yleistä .....	36
3.3.2	Käyttörajatilat.....	36
3.3.3	Murtorajatilat.....	37
3.3.4	Kokeellinen mitoitus .....	37
4	TERÄSBETONIPALKIT.....	38
4.1	Palkkien mitat .....	38
4.2	Voimasuureiden määrittäminen .....	38
4.3	Teräsbetonipalkin rakenteellinen toiminta.....	39
4.4	Mitoituksen kulku .....	43

4.5	Taivutusmitoitus .....	45
4.5.1	Perusoletoukset .....	45
4.5.2	Suorakaidepalkki.....	46
4.5.3	Laattapalkkipoikkileikkaus .....	54
4.5.4	Laattapalkin laatan ja uuman välinen rajapinta.....	59
4.6	Leikkausmitoitus.....	64
4.6.1	Homogeenisestä aineesta tehty palkki .....	64
4.6.2	Mitoittava leikkausvoima.....	65
4.6.3	Leikkausraudoitetun palkin mitoitus.....	65
4.6.4	Leikkausraudoittamattoman palkin mitoitus.....	77
4.7	Ankkurointimitoitus.....	82
4.7.1	Ankkurointivaatimukset.....	82
4.7.2	Suorien tankojen ankkurointimitoitus .....	82
4.8	Palkin raudoituksen suunnittelu.....	88
4.8.1	Suunnitteluperiaatteet.....	88
4.8.2	Taivutusraudoituksen suunnittelu .....	88
4.8.3	Palkin vähimmäisraudoitus .....	89
4.8.4	Leikkausraudoituksen suunnittelu.....	90
5	TERÄSBETONILAATAT .....	91
5.1	Yleistä laatoista.....	91
5.2	Laattojen raudoitus tukien lähellä.....	92
5.3	Vetoraudoituksen määrittäminen .....	93
5.4	Laatan mitoitus leikkaukselle .....	94
6	PILARIT .....	100
6.1	Pilareiden toiminta.....	100
6.2	Yleistä teräsbetonipilarin mitoituksesta.....	100
6.3	Toisen kertaluvun vaikutukset .....	101
6.4	Hoikkuuden raja-arvo .....	101
6.5	Nurjahduspituus .....	103
6.6	Hoikkuus .....	104
6.7	Epäkeskisyys.....	105
6.8	Toisen kertaluvun taipuma, nimelliseen kaarevuuteen perustuva menetelmä.....	106
6.9	Mitoitus.....	107
6.9.1	Haat .....	109
6.10	Pääraudoituksen vähimmäis- ja enimmäismäärä.....	110
7	SEINÄT .....	115
7.1	Yleistä .....	115
7.2	Raudoittamaton seinä.....	115

7.2.1	Raudoittamattoman seinän betonin mitoituslujuus .....	115
7.2.2	Hoikkuus .....	116
7.2.3	Rajahoikkuus.....	117
7.2.4	Normaalivoimakestävyys matalalle raudoittamattomalle seinälle .....	118
7.3	Raudoitettu seinä EC2.....	119
7.3.1	Määritelmä ja mitoituksen perusteet .....	119
7.3.2	Pystyraudoitus .....	119
7.3.3	Vaakaraudoitus.....	120
7.3.4	Poikittaisraudoitus.....	120
8	PERUSTUKSET .....	121
8.1	Yleistä .....	121
8.2	Seinäanturat.....	121
8.2.1	Raudoittamaton seinäantura .....	121
8.2.2	Raudoitettu seinäantura.....	126
8.3	Pilariantura.....	127
9	JATKOTUTKIMUKSET .....	131
	LÄHTEET.....	132

## LYHENTEET JA TERMIT

$f_{ck}$	betonin lieriölujuuden ominaisarvo
$f_{cd}$	betonin puristuslujuuden mitoitusarvo
$f_{ck, cube}$	betonin kuutiolujuuden ominaisarvo
$f_{cm}$	betonin keskimääräinen lieriölujuus
$f_{ctk}$	betonin vetolujuuden ominaisarvo
$f_{ctd}$	betonin vetolujuuden mitoitusarvo
$f_{ctm}$	betonin keskimääräinen vetolujuus
$f_{yk}$	raudoituksen ominaislujuus
$A_c$	betonipoikkileikkauksen pinta-ala
$A_s$	vetoraidoituksen poikkileikkauksen pinta-ala
$A_{sw}$	leikkausraudoituksen poikkileikkauksen pinta-ala
$E_{cm}$	betonin keskimääräinen kimmokerroin
$E_s$	raudoituksen kimmokerroin
$F_k$	kuorman ominaisarvo
$F_d$	kuorman mitoitusarvo
$M_{Ed}$	mitoitustaivutusmomentti
$N_{Ed}$	mitoitusnormaalivoima
$V_{Ed}$	mitoitusleikkausvoima
$M_{Rd}$	taivutuskestävyys
$V_{Rd}$	leikkauskestävyys
$V_{Rd,c}$	leikkausraudoittamattoman rakenteen leikkauskestävyys
$V_{Rd,s}$	leikkausraudoitetun rakenteen leikkauskestävyys
$V_{c,Rd}$	betonin osuus rakenteen leikkauskestävyydestä
$V_{sw,Rd}$	leikkausraudoituksen osuus rakenteen leikkauskestävyydestä
$\alpha$	leikkausraudoituksen kaltevuuskulma
$\gamma_c$	betonin materiaaliosavarmuusluku
$\gamma_s$	raudoituksen materiaaliosavarmuusluku
$\epsilon$	suhteellinen muodonmuutos, venymä tai puristuma
$\epsilon_c$	betonin puristuma
$\epsilon_s$	raudoituksen venymä
$\mu$	suhteellinen momentti
$\beta$	tehoollisen puristuspinnan suhteellinen korkeus

$z$	sisäinen momenttivarssi
$\lambda$	hoikkuus
$\rho$	geometrinen raudoitussuhde
$\omega$	mekaaninen raudoitussuhde



## **1 JOHDANTO**

Tässä ammattikorkeakouluopiskelijoille tehdyssä opetusmateriaalissa perehdytään standardiin SFS-EN 1992-1-1 + AC, Eurokoodi 2: Betonirakenteiden suunnittelu: Yleiset säännöt ja rakennuksia koskevat säännöt. Tämä opetusmateriaali on tarkoitettu Tampereen ammattikorkeakoulun käyttöön.

## **2 YLEISTÄ BETONIRAKENTEISTA**

### **2.1 Betonin materiaaliominaisuudet**

#### **2.1.1 Betonin lujuuteen vaikuttavat tekijät**

Betonin ainesosat ovat sementti, vesi ja runkoaine sekä mahdolliset lisäaineet. Näiden ainesosien ominaisuudet vaikuttavat myös valmiin betonin ominaisuuksiin. Sementtikivi toimii liima-aineena runkoainerakeiden välissä. Suomessa betonin valmistukseen tavallisesti käytetyn runkoaineen lujuus on suuri verrattuna sementtikiven lujuuteen, joten runkoaineen lujuus ei vaikuta alentavasti betonin lujuuteen. Tavallisesti betoni valmistetaan siten, että runkoaineen määrä betonissa on mahdollisimman suuri ja sementtikiven mahdollisimman pieni. Vesi ja sementti reagoivat kemiallisesti keskenään. Reaktion tulosta sanotaan sementtigeeliksi. Vesi-sementtisuhdetta voidaan tämän takia pitää betonin lujuuden ja tiiviyn arvioluperusteena. Betonin huono tiivistäminen saavat betonissa aikaan huokosia, jotka ovat suurempia kuin kapillaarihuokoset ja heikentävät betonia. Betonin ainesosien ominaisuuksien ja keskinäisten suhteiden lisäksi betonin lujuuteen vaikuttaa betonimassan käsittely ja kovettuvan betonin hoito ja olosuhteet. Betonimassan oikeaan käsittelyyn kuuluu riittävä sekoitusaika. On tarkkailtava, että betonimassassa ei ole tapahtunut erottumista kuljetuksen aikana. Betonimassan tiivistys muotteihin on suoritettava huolella. Kovettuvan betonin ympäristön lämpötila ja suhteellinen kosteus vaikuttavat betonin kovettumisnopeuteen.

#### **2.1.2 Puristuslujuus**

Betonin tärkein ominaisuus on puristuslujuus. Eurokoodi 2:n mukaan betoni luokitellaan puristuslujuuden perusteella lujuusluokkiin ja suunnittelussa käytettävät mekaaniset ominaisuudet saadaan lujuusluokan perusteella.

Lujuus määritetään standardikokeilla, eurokoodin mukaan joko lieriökokeen tai kuutio-kokeen avulla. Lieriön halkaisija on 150 mm ja pituus 300 mm. Kuution sivumitta on 150 mm. Näillä koekappaleilla lujuuden suhde on likimain 0,85. Lieriön kokeesta saatu

puristuslujuus on noin 0,85 x kuution kokeesta saatu tulos. Rakenteen mitoituksessa ollaan varmallalla puolella, kun rakenteessa toimivan puristuslujuuden arvona käytetään lieriökokeen mukaista lujuutta. Puristuslujuuteen vaikuttavat pitkäaikaistekijät ja kuorman vaikuttamistavasta aiheutuvat epäedulliset tekijät otetaan huomioon kertoimella, jonka arvo Suomessa on 0,85.

Rakenteiden mitoituksessa betonin lujuus määräytyy valitun lujuusluokan perusteella. Eurokoodissa luokkien tunnuksena käytetään C-kirjainta (cylinder) ja numeroyhdistelmällä  $f_{ck} / f_{ck, cube}$  (lieriölujuus / kuutiolujuus). Esimerkiksi lujuusmerkintä C30/37 tarkoittaa, että betonin lieriölujuuden ominaisarvo on 30 MN/m<sup>2</sup> ja kuutiolujuuden ominaisarvo on 37 MN/m<sup>2</sup>. Lujuusarvot perustuvat 28 vuorokauden iässä määritettävään lieriölujuuden ominaisarvoon.

Lujuusluokat on esitetty taulukossa 1 ja eurokoodin taulukossa 3.1. (SFS-EN 1992-1-1, Eurokoodi2: Betonirakenteiden suunnittelu. Osa 1-1. Yleiset säännöt ja rakennuksia koskevat säännöt.)

Taulukko 1. Betonin lujuusluokat ja muodonmuutosominaisuudet

Betonin lujuusluokka														
$f_{ck}$ (MPa)	12	16	20	25	30	35	40	45	50	55	60	70	80	90
$f_{ck,cube}$ (MPa)	15	20	25	30	37	45	50	55	60	67	75	85	95	105
$f_{cm}$ (MPa)	20	24	28	33	38	43	48	53	58	63	68	78	88	98
$f_{ctm}$ (MPa)	1,6	1,9	2,2	2,6	2,9	3,2	3,5	3,8	4,1	4,2	4,4	4,6	4,8	5,0
$f_{ctk,0,05}$ (MPa)	1,1	1,3	1,5	1,8	2,0	2,2	2,5	2,7	2,9	3,0	3,1	3,2	3,4	3,5
$f_{ctk,0,95}$ (MPa)	2,0	2,5	2,9	3,3	3,8	4,2	4,6	4,9	5,3	5,5	5,7	6,0	6,3	6,6
$E_{cm}$ (GPa)	27	29	30	31	33	34	35	36	37	38	39	41	42	44
$\epsilon_{c1}$ (‰)	1,8	1,9	2,0	2,1	2,2	2,25	2,3	2,4	2,45	2,5	2,6	2,7	2,8	2,8
$\epsilon_{cu1}$ (‰)	3,5									3,2	3,0	2,8	2,8	2,8
$\epsilon_{c2}$ (‰)	2,0									2,2	2,3	2,4	2,5	2,6
$\epsilon_{cu2}$ (‰)	3,5									3,1	2,9	2,7	2,6	2,6
$\eta$	2,0									1,75	1,6	1,45	1,4	1,4
$\epsilon_{c3}$ (‰)	1,75									1,8	1,9	2,0	2,2	2,3
$\epsilon_{cu3}$ (‰)	3,5									3,1	2,9	2,7	2,6	2,6

Lujuusluokkaa ja puristuslujuuden ominaisarvoa käytetään eurokoodissa muiden materiaaliominaisuuksien määrittelymiseen.

Betonin tilavuuspainona normaalipainoiselle raudoitettulle betonille käytetään arvoa 25 kN/m<sup>3</sup>.

### 2.1.3 Toteutusluokat, materiaalien osavarmuuskertoimet ja mitoitusarvot

Betonirakenteiden valmistusta koskevat laatuvaatimukset esitetään toteutusstandardissa SFS-EN 13670. (SFS-EN 13670. Betonirakenteiden toteuttaminen) Standardi sisältää kolme toteutusluokkaa. Tarkastustaso on alhaisin luokassa 1 ja vaativin luokassa 3. Taulukossa 2 on esitetty mitä toteutusluokkaa voidaan käyttää kunkin seuraamusluokan rakenteille sekä mikä on korkein mahdollinen betonin lujuusluokka.

Rakennesuunnitteluun vaikuttaa lisäksi toleranssiluokat. Toleranssiluokka 1 tarkoittaa normaalia mittatarkkuustasoa ja toleranssiluokka 2 tiukennettua mittatarkkuustasoa. Toleranssiluokilla on vaikutusta materiaaliosavarmuuslukuihin. Toleranssiluokassa 1 käytetään osavarmuuslukujen perusarvoja ja toleranssiluokassa 2 voidaan käyttää pienennettyjä osavarmuuslukuja.

Taulukko 2. Toteutusluokan valinta

Seuraamus-luokka	Toleranssiluokka	Materiaali osavarmuus	Toteutusluokka	Betoniluokat
CC1	1	perus	1	≤ C20/25
CC1	1	perus	2	≤ C50/60
CC1	1	perus	3	≤ C90/105
CC1	2	pienennetty	3	≤ C90/105
CC2	1	perus	2	≤ C50/60
CC2	1	perus	3	≤ C90/105
CC2	2	pienennetty	3	≤ C90/105
CC3	1	perus	3	≤ C90/105
CC3	2	pienennetty	3	≤ C90/105

Materiaaliosavarmuuslukujen perusarvot ovat:

- betonille  $\gamma_c = 1,50$
- raudoitukselle  $\gamma_s = 1,15$

Pienennetyt arvot ovat:

- betonille  $\gamma_c = 1,35$
- raudoitukselle  $\gamma_s = 1,10$

Käyttöraja-tilassa kaikki osavarmuusluvut ovat 1,0.

Puristuslujuuden mitoitusarvo saadaan yhtälöstä:

(1)

$$f_{cd} = \alpha_{cc} \frac{f_{ck}}{\gamma_c}$$

missä,

- |               |   |
|---------------|---|
| $\gamma_c$    | betonin materiaaliosavarmuusluku  |
| $\alpha_{cc}$ | pitkäaikaistekijät ja kuorman vaikuttamistavasta aiheutuvat epäedulliset tekijät huomioon ottava kerroin. Suomessa käytetään arvoa 0,85 |

#### 2.1.4 Vetolujuus

Betonin vetolujuus on noin 5 – 10% puristuslujuudesta. Vetolujuus tulee harvoin määräväksi rakenteiden mitoituksessa, koska rakenteelle tulevat vetojännitykset otetaan normaalisti teräksillä.

Betonin vetolujuuden mitoitusarvo lasketaan kaavasta:

(2)

$$f_{ctd} = \alpha_{ct} \frac{f_{ct,0,05}}{\gamma_c}$$

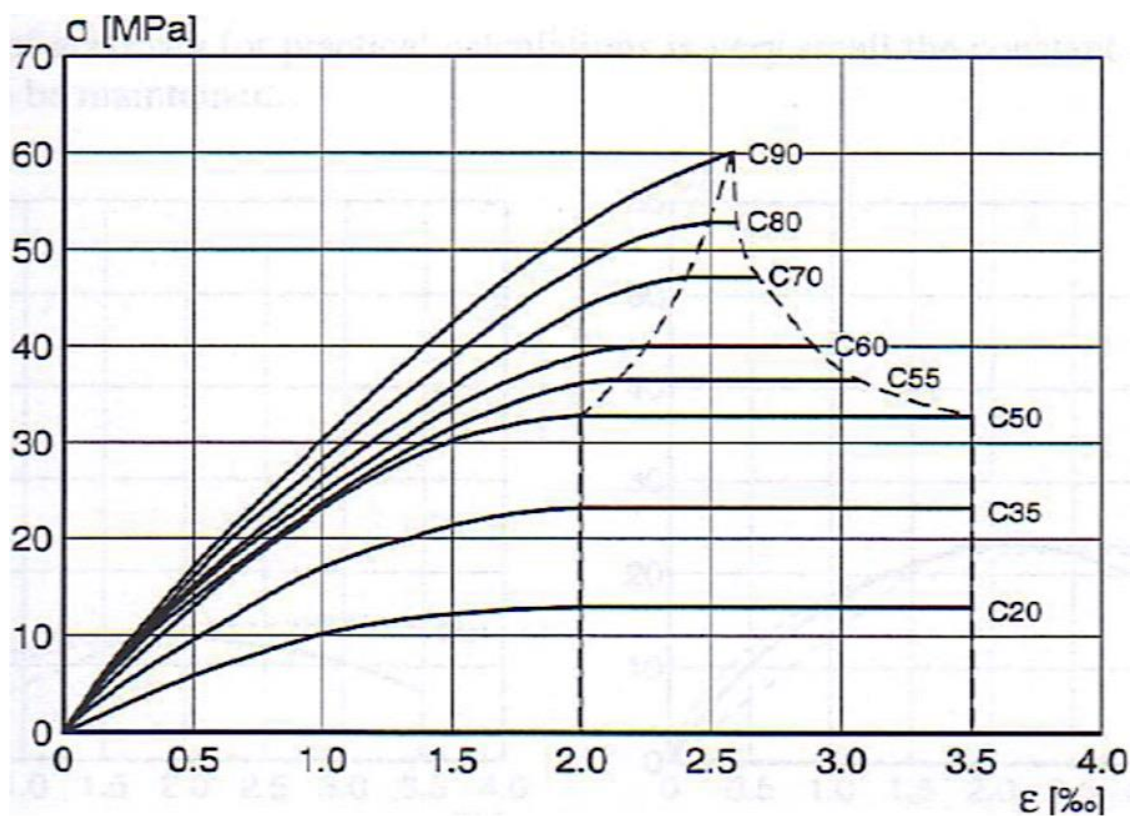
missä,

- |            |                                  |
|------------|----------------------------------|
| $\gamma_c$ | betonin materiaaliosavarmuusluku |
|------------|----------------------------------|

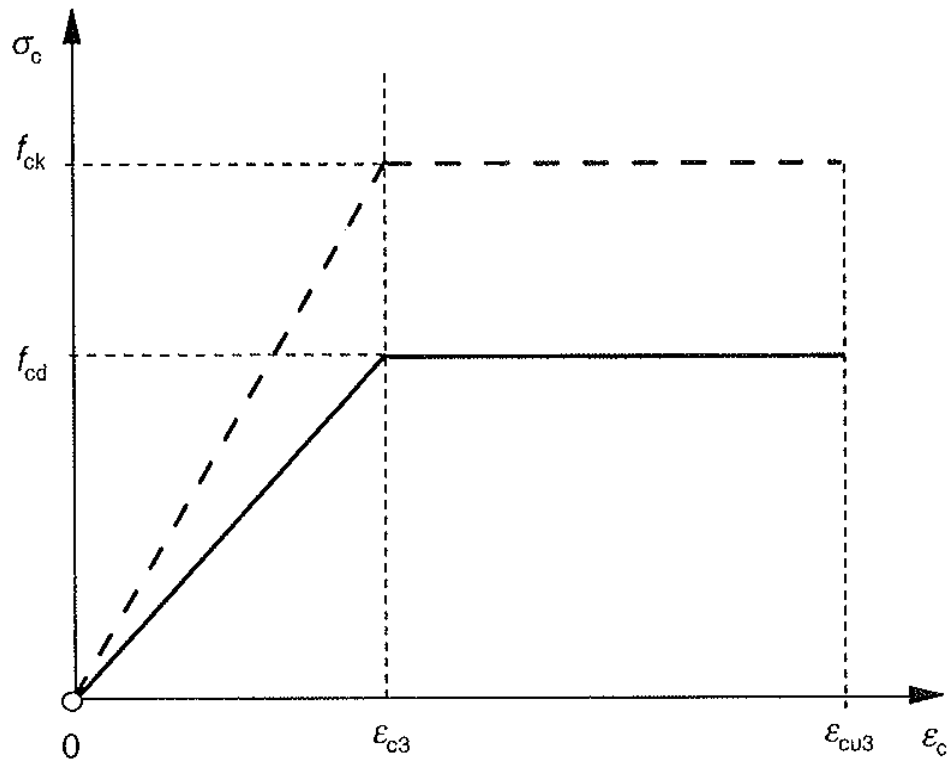
$\alpha_{ct}$  kerroin, jonka avulla otetaan huomioon vetolujuuteen vaikuttavat pitkäaikaistekijät ja kuorman vaikuttamistavasta riippuvat epäedulliset tekijät. Suomessa käytetään arvoa 1,00

### 2.1.5 Jännitys – muodonmuutosriippuvuus

Jännitys – muodonmuutosriippuvuus on tärkeä materiaaliominaisuus. Betonin jännitys-muodonmuutosyhteys esitetään eurokoodi 2:ssa usealla tavalla. Tarkka esitys on kuvassa 1.



Kuva 1. Betonin jännitys – muodonmuutosyhteys eurokoodi 2:n mukaan. Käyrät ominaispuristuslujuuden mukaan. (Luentomoniste RTEK-3210, Teräsbetonirakenteet, Lindberg, Kerokoski 2009)



Kuva 2. Yksinkertaistettu betonin jännitys – muodonmuutosyhteys. (Luentomoniste RTEK-3210, Teräsbetonirakenteet, Lindberg, Kerokoski 2009)

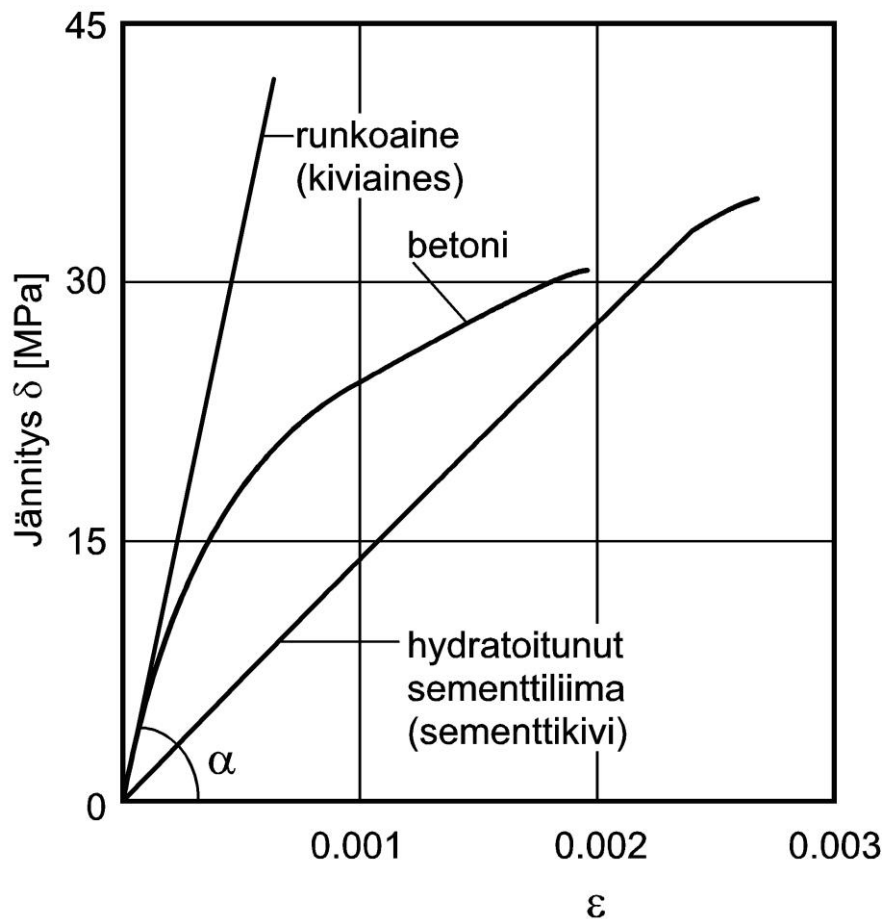
### 2.1.6 Kimmokerroin

Betoni on yhdistetty aine, jonka lujuus ja muodonmuutosominaisuuksiin vaikuttaa sen ainesosien ominaisuudet. Kuvan 3 mukaan sekä kiviaineen että sementtikiven jännitys-muodon-muutoskäyrä on suoraviivainen ts. niiden kimmokerroin on vakio:

(3)

$$E = \frac{\sigma}{\varepsilon}$$

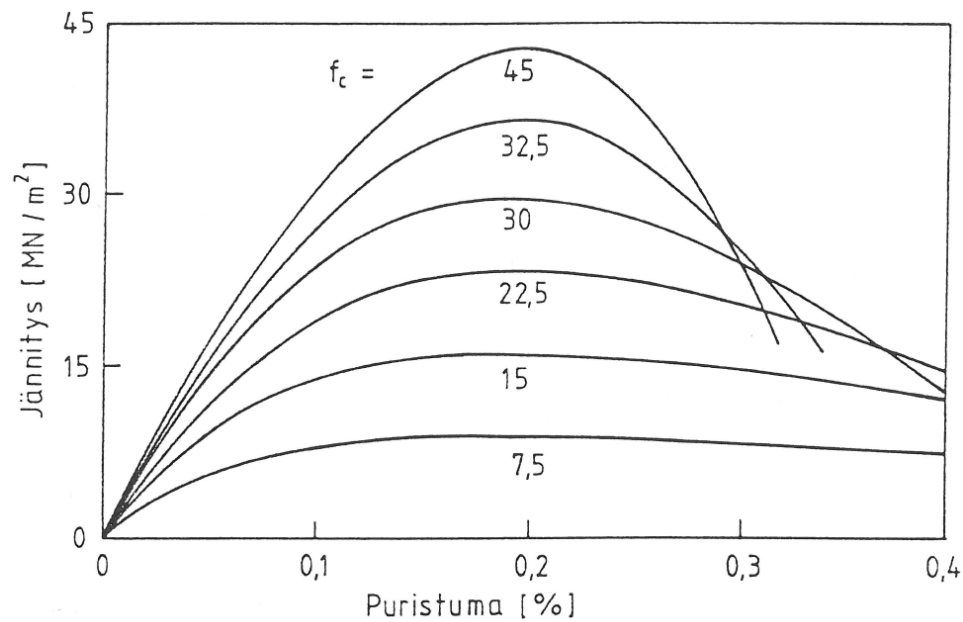




Kuva 3. Betonin, sementtikiven ja kiviaineksen  $\sigma - \epsilon$ -käyrät lyhytaikaiskuormituksessa.

Betonin  $\sigma - \epsilon$  -käyrä on kaareva, jolloin muodonmuutoksen lisäys ei ole suoraan verrannollinen jännityksen lisäykseen. Kuvassa 4 on esitetty betonin lujuuden vaikutus  $\sigma - \epsilon$  -käyrän muotoon. Tähän vaikuttaa kiviaineksen kimmokerroin ja suhteellinen määrä betoniseoksessa sekä sementtikiven kimmokerroin, joka riippuu sementtikiven lujuudesta ja tiivyydestä.

Betonin kimmokertoimella tarkoitetaan tavallisesti origoon piirrettyä jännitysmuodonmuutoskäyrän tangentin kulmakerrointa (kuva 4). Kimmokertoimen todellinen arvo määräytyy edellä mainittujen lisäksi monien muiden tekijöiden kuten kuormituksen laadun ja nopeuden, rakenteen poikkileikkauksen muodon sekä jännityksen jakaantumisen mukaan. Näin ollen mitään matemaattisesti tarkkaa arvoa betonin kimmokertoimelle ei voida antaa, vaan rakenteiden suunnittelussa tyydytään likimääräiseen arvoon. Betonin kuutiolujuus on ainoa tekijä, joka eurokoodin mukaan otetaan huomioon kimmokerrointa määrättäessä.



Kuva 4. Lujuuden vaikutus betonin  $\sigma$ - $\epsilon$  -käyrän muotoon lyhytaikaiskuormituksessa.

Suunnittelua varten kimmokertoimen arvo saadaan kaavasta:

(4)

$$E_{cm} = 22 \text{ GPa} \left( \frac{f_{cm}}{10 \text{ MPa}} \right)^{0,3}$$

Kaavan arvot pätevät kvartsiittipohjaisille kiviainekselle esim. graniitille. Muille kiviaineksille kimmokerrointa muutetaan kertoimilla taulukon 3 mukaan.

Taulukko 3. Kimmokertoimen korjauskertoimet kiviaineksen perusteella.

Kiviaines	Korjauskerroin
Basaltti	1,2
Kalkkikivi	0,9
Hiekkakivi	0,7

Ns. ”tangenttikimmokerroin” tarkoittaa jännitysvenymäriippuvuuden kulmakerrointa origossa. Sille käytetään arvoa:

(5)

$$E_c = 1,05 E_{cm}$$

### 2.1.7 Virumamuodonmuutos

Viruminen on betonin ominaisuuksista ja ulkoisista ympäristötekijöistä johtuva ilmiö.

Viruman suuruuteen vaikuttavia tekijöitä ovat:

- betonin ikä kuormitushetkellä
- kapillaarihuokoisuus
- vesi/sementti-suhde
- kuormitus

Virumalla on sekä hyviä että huonoja seurauksia. Virumasta johtuvia muutoksia ovat:

- jännityshuippujen tasaantuminen
- jännityksien uudelleen jakaantuminen
- taipumien kasvu
- jännepunosten jännityshäviöt

Esimerkiksi vapaasti tuetussa rakenteessa viruma tyypillisesti kasvattaa taipumaa, joka voi kasvaa pitkän ajan kuluessa jopa 2 - 3 – kertaisiksi välittömään taipumaan verrattuna.

Viruminen esitetään virumaluvun avulla. Virumaluku tarkoittaa virumamuodonmuutoksen suhdetta jännityksen aiheuttamaan lyhytaikaiseen muodonmuutokseen.

(6)

$$\varepsilon_{cc} = \varepsilon_c \varphi$$

missä,

$\varepsilon_{cc}$	virumamuodonmuutos
$\varepsilon_c$	välitön kimmoinen muodonmuutos
$\varphi$	virumaluku

Aikavälillä  $(t_0, t)$  tapahtuva viruma saadaan yhtälöstä:

(7)

$$\varepsilon_{cc}(t, t_0) = \frac{\sigma_c(t_0)}{E_c} \varphi(t, t_0)$$

missä,

$t_0$	betonin ikä kuormitushetkellä
$t$	ajankohta, jolla betonin viruma lasketaan
$\sigma_c(t_0)$	betonin jännitys, joka syntyy ajanhetkellä $t_0$
$E_c$	tangenttikimmokertoimen arvo 28 d:n iässä
$\varphi(t, t_0)$	virumaluku, joka antaa viruman aikavälillä $(t, t_0)$

Viruman vaikutus muodonmuutokseen voidaan ottaa likimääräisesti huomioon käyttämällä kimmokertoimen arvona ns. tehollista kimmokerrointa.

(8)

$$E_{c,eff} = \frac{E_{cm}}{1 + \varphi(t, t_0)}$$

Virumaluvun laskemisessa tarvittava muunnettu paksuus lasketaan kaavalla:

(9)

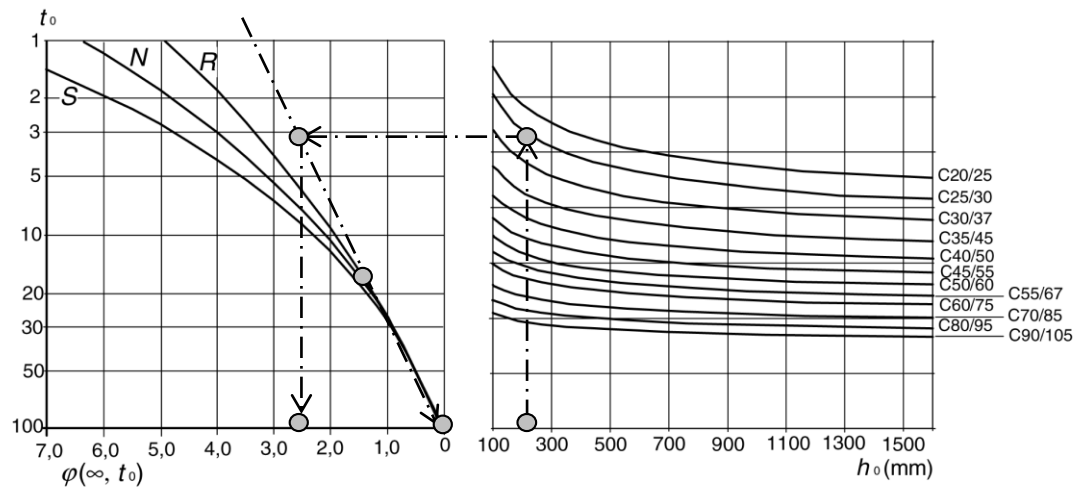
$$h_0 = 2 \frac{A_c}{u_c}$$

missä,

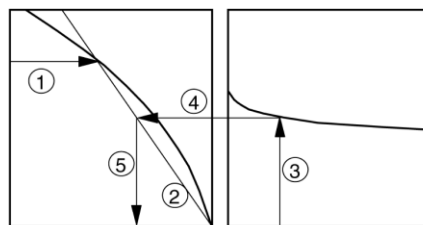
$A_c$	betonipoikkileikkauksen pinta-ala
$u_c$	sen poikkileikkauksen yhteenlaskettu piiri, josta betoni voi kuivua

### 2.1.8 Karkea graafinen virumaluvun määrittäminen

Virumaluvun loppuarvo  $\varphi(\infty, t_0)$  määritetään sisätiloissa seuraavasti (kuva 5).



a) sisätilat – suhteellinen kosteus = 50 %



HUOM.

- Käyrien 4 ja 5 välinen leikkauspiste voi olla myös pisteen 1 yläpuolella.
- Kun  $t_0 > 100$ , saavutetaan riittävä tarkkuus, kun oletetaan  $t_0 = 100$  (ja käytetään tangenttiviivaa).

Kuva 5. Virumaluvun loppuarvon määrittäminen. (Luentomoniste RTEK-3210, Teräsbetonirakenteet, Lindberg, Kerokoski 2009)

Kuvan mukaisesti lähtöarvoilla  $h_0 = 220$  mm,  $t_0 = 17$  vrk, betoni C25/30 ja sementtityyppi R saadaan  $\varphi(\infty, t_0) = 2,6$ .

Virumaluvun loppuarvon määrittäminen vaiheittain (kuva 5 ja esimerkki edellä):

1. Etsitään leikkauspiste kuormittamisen alkamisen ajankohdan  $t_0$  ja käytettävän sementtityypin käyrälle.
2. Näiden yhdyspisteestä vedetään suora viiva vaaka-akselin arvoon nolla.
3. Muunnetun paksuuden  $h_0$  akselilta piirretään pystysuora viiva käytetyn betonilaadun käyrälle.
4. Betonilaadun käyrän ja edellä piirretyn viivan leikkauspisteestä piirretään vaaka-suora viiva ensimmäisenä piirretylle viivalle tai sen jatkeelle.
5. Edellisestä leikkauspisteestä piirretään suoraan viiva alas vaaka-akselille, mistä luetaan virumaluvun loppuarvo.

Tätä menetelmää saadaan soveltaa, kun betonin puristusjännitys on enintään  $0,45 f_{ck}(t_0)$  betonin kuormitushetkellä  $t_0$ . Ympäristölämpötila on  $-40\text{ °C} \dots +40\text{ °C}$  ja keskimääräinen suhteellinen kosteus on  $40\% \dots 100\%$ .

### 2.1.9 Kutistuma

Betonin kutistuminen on ajasta riippuva ilmiö. Se riippuu myös rakenteen geometriasta ja rakennetta ympäröivän ilman suhteellisesta kosteudesta. Kutistuminen on harvoin tasaista ja se aiheuttaa usein rakenteeseen rasituksia.

Betonin kokonaiskutistuma  $\epsilon_{cs}$  lasketaan kuivumiskutistuman  $\epsilon_{cd}$  ja sisäisen kutistuman  $\epsilon_{ca}$  summana. Sisäinen kutistuma muodostuu betonin kovettumisen aikana. Se sisältää sementin hydrataatiosta aiheutuvan kutistuman ja karbonatisaatiokutistuman. Kuivumiskutistuma kehittyy hitaasti ja on suuruudeltaan yleensä sisäistä kutistumaa suurempi. Betonin kokonaiskutistuma  $\epsilon_{cs}$ :

(10)

$$\epsilon_{cs} = \epsilon_{cd} + \epsilon_{ca}$$

missä,

$\epsilon_{cd}$	kuivumiskutistuma
$\epsilon_{ca}$	sisäinen kutistuma

Kuivumiskutistuma  $\epsilon_{cd}$  määritetään kaavalla:

(11)

$$\epsilon_{cd}(t) = \beta_{ds}(t, t_s) k_h \epsilon_{cd,0}$$

missä,

$\epsilon_{cd,0}$	nimellinen kuivumiskutistuma (taulukko 4)
$k_h$	muunnetusta paksuudesta $h_0$ riippuva kerroin (taulukko 5)
$h_0 = 2A_c/u$	muunnettu paksuus
$A_c$	betonin poikkileikkausala
$u$	kuivuvan poikkileikkauksen piiri
$\beta_{ds}(t, t_s)$	$\frac{(t - t_s)}{(t - t_s) + 0,04\sqrt{h_0^3}}$

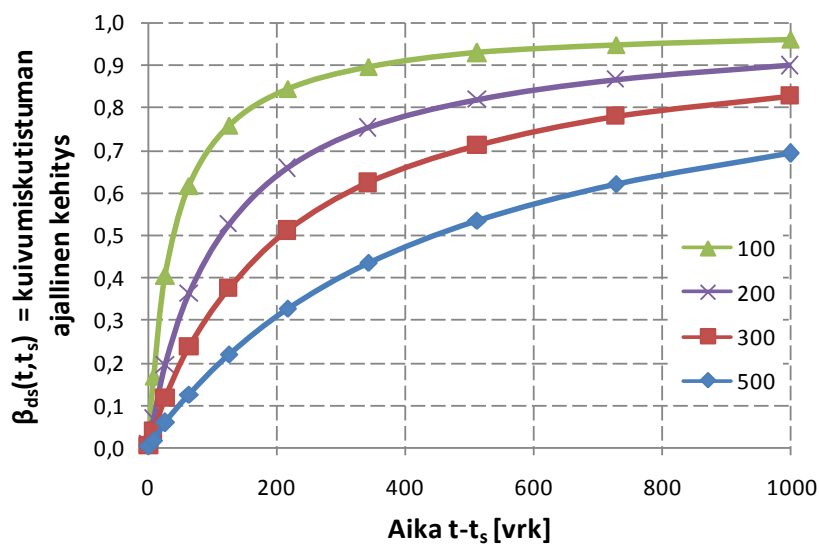
$\beta_{ds}(t, t_s)$	kertoimella määritetään kutistuman ajallinen kehitys (kuva 6)
$t$	betonin ikä vuorokausina
$t_s$	betonin ikä vuorokausina kuivumiskutistumisen alkamishetkellä (tavallisesti jälkihoidon päättyminen)

Taulukko 4. Nimellinen kuivumiskutistuma  $\varepsilon_{cd,0}$  (‰) betonille, jonka sementtityyppi on CEM- tyyppiä N.

$f_{ck}/f_{ck,cube}$ [MPa]	Suhteellinen kosteus (%)					
	20	40	60	80	90	100
20/25	0,62	0,58	0,49	0,30	0,17	0,00
40/50	0,48	0,46	0,38	0,24	0,13	0,00
60/75	0,38	0,36	0,30	0,19	0,10	0,00
80/95	0,30	0,28	0,24	0,15	0,08	0,00
90/105	0,27	0,25	0,21	0,13	0,07	0,00

Taulukko 5. Muunnetusta paksuudesta  $h_0$  riippuva kerroin  $k_h$ .

$h_0$	$k_h$
100	1,0
200	0,85
300	0,75
$\geq 500$	0,70



Kuva 6. Kuivumiskutistuma jälkihoidon päättymishetkestä alkaen kuivumiseen kuluvan ajan funktiona. Rakenteen muunnettu paksuus  $h_0 = 100 \dots 500$  mm. (Luentomoniste RTEK-3210, Teräsbetonirakenteet, Lindberg, Kerokoski 2009)

Sisäinen kutistuma  $\varepsilon_{ca}(t)$  arvioidaan kaavalla:

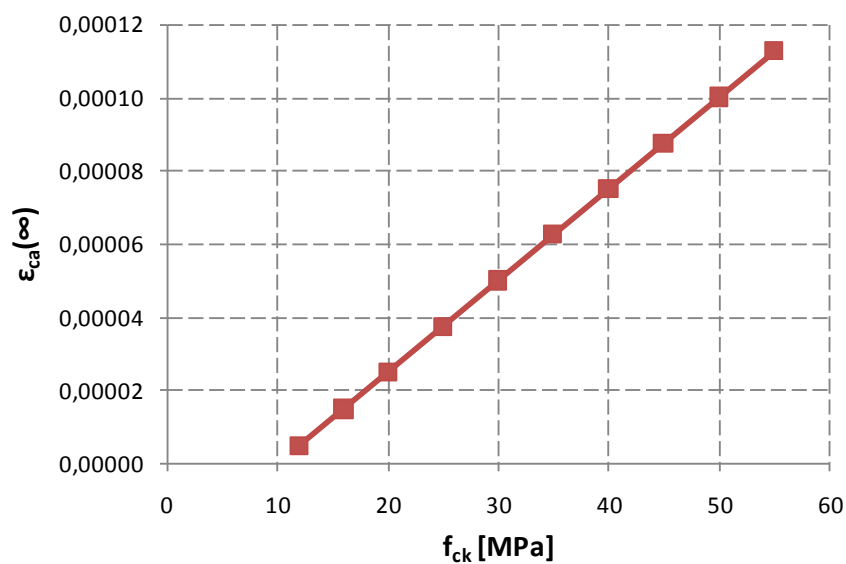
(12)

$$\varepsilon_{ca}(t) = \beta_{as}(t) \varepsilon_{ca}(\infty)$$

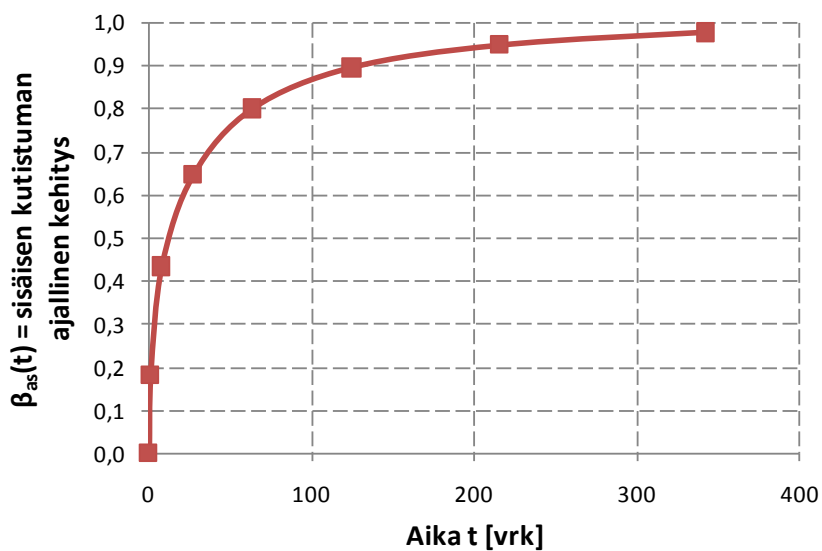
missä,

$\varepsilon_{ca}(\infty) = 2,5 (f_{ck} - 10) 10^{-6}$  Sisäisellä kutistumalla on merkitystä lähinnä hyvin lujilla betoneilla (kuva 7).

$\beta_{as}(t) = 1 - \exp(-0,2 t^{0,5})$  sisäisen kutistuman ajallinen kehitys (t vuorokausina) (kuva 8)



Kuva 7. Sisäisen kutistuman riippuvuus betoniluokasta. (Luentomoniste RTEK-3210, Teräsbetonirakenteet, Lindberg, Kerokoski 2009)



Kuva 8. Sisäinen kutistuma ajan funktiona. (Luentomoniste RTEK-3210, Teräsbetonirakenteet, Lindberg, Kerokoski 2009)



## 2.2 Betoniteräkset

### 2.2.1 Betoniterästen ominaisuudet

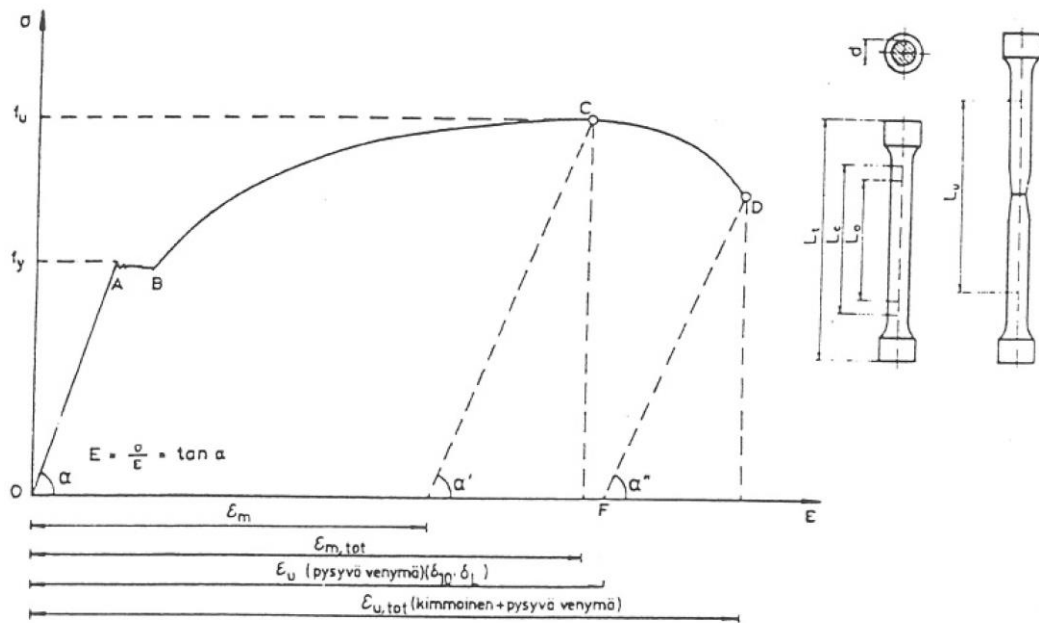
Betoniterästen tärkeimmät ominaisuudet ovat suuri vetolujuus ja suuri murtovenymä. Merkittävää rakenteiden mitoituksen kannalta on myös se, että kimmoisella alueella muodonmuutos on suoraan verrannollinen jännityksen suuruuteen. Terästen luokitus perustuukin niiden vetolujuuteen, joka määritetään vetokokeen avulla. Koesauva vedetään yleensä katkeamiseen saakka, ja mitataan kokeen aikana voima ja vastaava venymä. Mitattujen suureiden avulla piirretään teräksen jännitys-venymäpiirros (kuva 9). Kokeen alussa sauva venyy kimmoisesti. Jännitys on suoraan verrannollinen venymään. Jännityksen noustua myötörajalle venyy sauva ilman voiman kasvua. Plastisen venymän aiheuttama kylmämuokkautuminen lujittaa terästä, jolloin jännitys jälleen kasvaa, kunnes saavutetaan tangon murtolujuus. Ennen lopullista katkeamista jännitys vielä pienee, mikä johtuu kuroutumisesta eli paikallisesta sauvan poikkipinnan pienenemisestä.

Jännitys-venymäpiirroksen kimmoiselta alueelta saadaan teräksen kimmomoduuli  $E$ , joka on kulman  $\alpha$  tangenti:

$$E = \frac{\sigma}{\varepsilon} = \tan \alpha \quad (13)$$

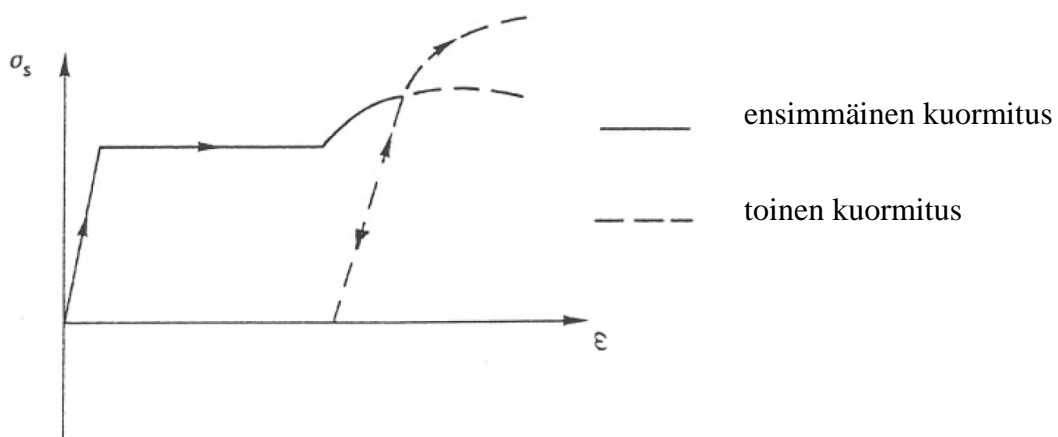
Kaikilla yleisillä teräksillä kimmomoduuli on lähes sama  $E_s = 210\,000 \text{ N/mm}^2$ .

EC2 mukaan betoniterästen  $E_s = 200\,000 \text{ N/mm}^2$ .



Kuva 9. Teräksen jännitys – venymäpiirros. (Luentomoniste RTEK-3210, Teräsbetonirakenteet, Lindberg, Kerokoski 2009)

Myötöraja ( $f_y$ ) on tärkein mitoituksen perusta. Kuumavalssatuilla teräksillä on selvä myötöalue. Myötövaiheen alussa voidaan erottaa korkeampi jännityksen arvo eli ylempi myötöraja. Tämän jälkeen jännitys hiukan laskee alempaan myötörajaan, jota käytetään mitoitettaessa teräksen myötörajana. Ylemmän ja alemman myötörajain ero on yleensä  $10 - 20 \text{ N/mm}^2$ . Kylmämuokatuilta teräksiltä puuttuu selvä myötöraja. Mitoituksen yhteydessä käytetään tällöin vastaavana arvona  $0,2$  rajaa ( $f_{0,2}$ ), joka on se jännitys, joka aiheuttaa teräkseen  $0,2 \%$  suuruisen pysyvän venymän. Kylmämuokkauksen yhteydessä teräkseen vedetään pysyvä venymä (kuva 10).



Kuva 10. Kylmämuokkauksen vaikutus teräksen jännitys – venymäkäyrään. (Luentomoniste RTEK-3210, Teräsbetonirakenteet, Lindberg, Kerokoski 2009)

Betoniteräkset luokitellaan myötölujuuden ominaisarvon perusteella lujuusluokkiin 400, 500, 600 ja 700 MN/m<sup>2</sup>. Mitoituksessa käytetään mitoitusarvoja, jotka saadaan jakamalla ominaisarvot materiaaliosavarmuusluvulla ( $\gamma_s$ ). Materiaaliosavarmuusluvut on esitetty luvussa 2.1.3.

(14)

$$f_{yd} = \frac{f_{yk}}{\gamma_s}$$

Eurokoodien mukaan betoniteräkset on jaettu kolmeen luokkaan A, B ja C. Luokka A viittaa kylmämuokattuihin harjatankoihin ja luokka B kuumavalssattuihin harjatankoihin. Luokka C viittaa esim. maanjäristysasioihin. Taulukossa 6 on esitetty terästen ominaisuuksia.

Taulukko 6. Eurokoodin mukainen terästen sitkeysluokittelu.

Luokka	Suorat ja oikaistut tangot			Verkkoraudoitteet		
	A	B	C	A	B	C
Myötölujuuden ominaisarvo $f_{yk}$	400...700	400...700	400...700	400...700	400...700	400...700
$k=(f_t/f_y)_k$ vähimmäisarvo	$\geq 1,05$	$\geq 1,08$	$\geq 1,15$	$\geq 1,05$	$\geq 1,08$	$\geq 1,15$
$k=(f_t/f_k)_k$ enimmäisarvo			$< 1,35$			$< 1,35$
Suurinta voimaa vastaavan venymän ominaisarvo $\epsilon_{uk}(\%)$	$\geq 2,5$	$\geq 5,0$	$\geq 7,5$	$\geq 2,5$	$\geq 5,0$	$\geq 7,5$

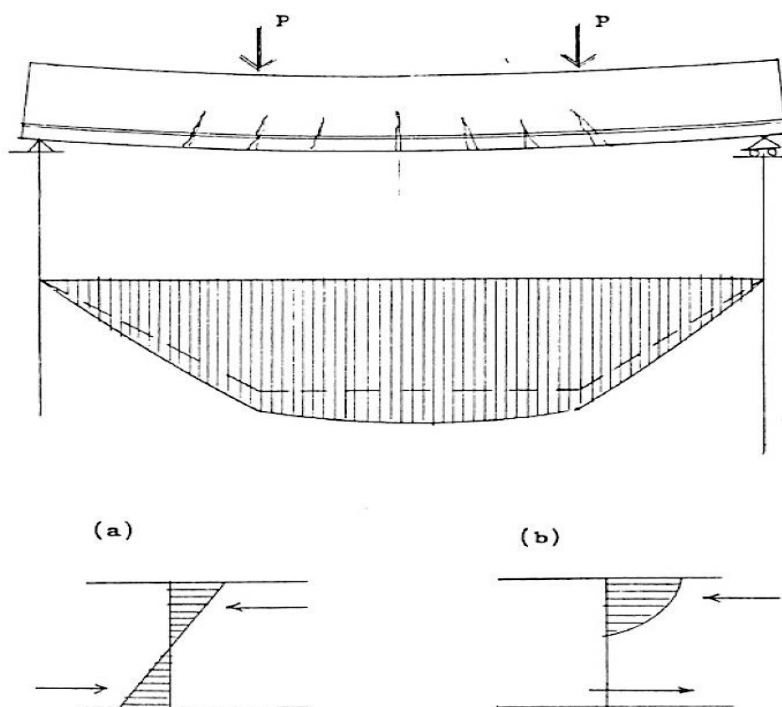
Eurokoodien luokkien betoniterästen A, B ja C kirjaintunnuksia ei pidä sekoittaa suomalaisten betoniterästen alkukirjaimiin. Suomalainen kylmämuokattu harjatanko B500K on sitkeydeltään EC2:n luokkien A ja B välissä ja hitsattava kuumavalssattu harjatanko A500HW on luokkien B ja C välialueella. Rakennesuunnittelussa valittu teräsluokka osoitetaan tunnuksella, joka sisältää osat:

- kirjaintunnus B, betoniteräs
- lujuusluokan osoittava myötölujuuden arvo, esim. 500
- sitkeysluokka A, B tai C

### 3 TERÄSBETONIRAKENTEIDEN LASKEMISPERUSTEET

#### 3.1 Betonin ja raudoituksen yhteistoiminta

Teräsbetonirakenteiden toiminnalle on oleellista se, että betonin heikon vetolujuuden takia rakenteiden saamat vetojännitykset otetaan teräksillä ja samalla käytetään hyödyksi betonin suuri puristuslujuus. Esimerkiksi teräsbetonirakenteissa voidaan ottaa kuvassa 11 esitetty yksiaukkoinen vapaasti tuettu palkki. Kahden pistekuorman ja palkin oman painon aiheuttama suurin momentti esiintyy jännevälin keskellä. Koska teräkset on valuttu betonin sisään palkin alapinnassa saavat ne saman venymän kuin betoni. Betonin pienen vetolujuuden ja muodonmuutoskyvyn takia aiheuttaa momentti kuormituksen lisääntyessä halkeamia palkin alapintaan jo siinä vaiheessa, kun terästen vetojännitys ja myös betonin puristusjännitys ovat hyvin alhaisia aineiden lujuuteen verrattuna. Palkin alapintaan sijoitettujen terästen tehtävänä on tällöin ottaa betonin vetovyöhykkeelle tulevat sisäiset vetovoimat (kuva 11b). Jotta tämä olisi mahdollista, teräkset eivät saa irtaantua betonista. Toisin sanoen terästen ja betonin välillä ei saa tapahtua liukumaa, mikä edellyttää terästen ja betonin välille riittävää tartuntaa sekä terästen päiden ankkurointia siten, että niissä vaikuttava voima pystyy siirtymään betonille.



Kuva 11. a) Jännitykset homogeenisessa poikkileikkauksessa, joka kestää vetoa, b) sisäiset voimat teräsbetonipoikkileikkauksessa. (Luentomoniste RTEK-3210, Teräsbetonirakenteet, Lindberg, Kerokoski 2009)

Betonin ja teräksen lämpötilakertoimet ovat likimain samansuuruiset, jolloin suuretkaan lämpötilamuutokset eivät aiheuta materiaalien välille muodonmuutosevoja ja ylimääräisiä rasituksia. Raudoitusta asetetaan betoniin sellaisille alueille, joihin syntyy vetorastitusta.

### **3.1.1 Palkkien raudoitus**

Palkkien raudoitus koostuu yleensä pituussuuntaisesta raudoituksesta ja poikkisuuntaisista haaroista. Pituussuuntainen raudoitus toimii taivutusraudoituksena ja se asennetaan lähelle vedettyä pintaa. Teräksen pinnan laadulla on suuri merkitys tartuntalujuuteen. Haarat toimivat palkin leikkausraudoituksena. Harjoina käytetään pääasiassa pystyhajoja. Harjojen mitoittamisen yhteydessä käytetään termiä ”leikkeisyys”, joka tarkoittaa poikkileikkauksessa toimivien harjankojen määrää. Ympärikiertävät haarat ovat 2-leikkeisiä.

### **3.1.2 Laattojen raudoitus**

Laattojen raudoitus sijoitetaan taivutusmomenttipinnan mukaisesti samalla periaatteella kuin palkkienkin raudoitus. Laatoissa raudoitusta asennetaan sekä pääsuuntaan (pääraudoitus) että pääsuuntaan nähden kohtisuoraan (jakoraudoitus). Leikkausraudoitusta yleensä tarvitaan.

### **3.1.3 Pilarien raudoitus**

Pilareita käytetään pääasiassa välittämään pystykuormia. Joissain tapauksissa kuten keuharakenteissa pilarit siirtävät myös vaakavoimia ja momentteja. Mittaepätarkkuuksien johdosta pilareissa esiintyy aina mitoituksen kannalta normaalivoiman ja momentin yhteisvaikutus. Pilarit raudoitetaan päätangoilla ja haaroilla. Päätangot sijoitetaan mahdollisimman lähelle pilarin ulkosivuja, yleensä nurkkiin. Päätangot ympäröidään haaroilla, joiden tehtävänä on estää päätankojen nurjahtaminen ja pilarin halkeilu.

### 3.1.4 Tartunta ja ankkuroituminen

Raudoitus täytyy ankkuroida siten, että tartuntavoimat siirtyvät raudoitukselta luotettavasti betonille tangon suuntaista halkeilua ja lohkeilua aiheuttamatta. Suurin raudoituksen tartuntalujuuteen vaikuttava tekijä on tangon pinnan laatu, joka voi olla esimerkiksi sileä tai harjatanko. Tartuntalujuuteen vaikuttaa myös raudoitteen sijainti rakenteessa, asento valusuuntaan nähden ja poikittainen jännitystila raudoitteen ympärillä.

Tartunta- ja ankkuroitumistilanteita on periaatteeltaan kahdenlaisia:

- a) rakenteiden keskialueella, jossa raudoitus jatkuu useamman halkeaman yli
- b) rakenteiden tukialueilla, jossa raudoitukset päättyvät halkeamattomaan betoniin

Tapauksessa a) raudoituksen tehtävänä on pitää halkeamat riittävän pieninä. Halkeamaleveyden rajoittaminen kuuluu käyttörajatilatarkasteluihin.

Tapauksessa b) tukialueelle päättyvän raudoituksen pitää pystyä ankkuroimaan täysin se voima, joka raudoituksessa vaikuttaa viimeisen halkeaman kohdalla. Ankkuroituminen voi tapahtua suoran tangon avulla tai sitä voidaan parantaa tankoon taivutetun koukun avulla. Ankkuroituminen on rakenteen kuormankantokyvyn kannalta erittäin tärkeä asia. Ankkurointimitoitus esitetään myöhemmin.

### 3.1.5 Tartunnan vaatima betonipeite

Betonipeitteen vähimmäisarvo tartuntavaatimuksen mukaan on:

- erillisillä tangoilla, tangon halkaisija  $\Phi$
- tankonipuilla, tangon ekvivalenttihakaisija  $\Phi_n$

Tankopaksuuden mukaan määrättyä betonipeitepaksuutta lisätään 5 mm:llä, jos runkoaineen maksimirakoko ( $d_g$ ) on suurempi kuin 32 mm.

### 3.1.6 Tartunnan vaatimat tankovälit

Betoniteräket sijoitetaan poikkileikkaukseen niin, että betonin valamisessa ei ole esteitä. Kun valaminen on suoritettu hyvin, voidaan myös terästen riittävä tartunta saavuttaa. Tankovälin vähimmäisarvo määrätään tankopaksuuden ja runkoaineen maksimiraekoon perusteella yhtälöstä:

$$a_{min} = \max \begin{cases} \phi \text{ tai } \phi_n \\ d_g + 3 \text{ mm} \\ 20 \text{ mm} \end{cases} \quad (15)$$

## 3.2 Käyttöikä, rasitusluokat ja betonipeite

Suomalaisten betoninormien mukaan betonirakenteille pitää tehdä käyttöikämitoitus. Suunnittelukäyttöiän ja rasitusluokan valinta on suunnittelun lähtökohtana.

Betonirakenteiden käyttöikä riippuu

- raudoituksen säilyvyydestä
  - karbonatisoituminen, betonipeitepaksuus, kloridit
- betonin säilyvyydestä
  - betonin laatu, lujuus, huokosrakenne

Betonirakenteiden käyttöikä suunnitellaan joko taulukkomitoituksella tai laskennallisella mitoituksella. Taulukkomitoituksella määrätään suunnittelukäyttöikä (50 – 100 vuotta), selvitetään ympäristön rasitusluokka, määrätään betonin vähimmäislujuus ja betonipeitekerros. Laskennallinen mitoitus soveltuu paremmin korkeammalle käyttöiälle.

	Asuinrakennus Normaalitaso	Asuinrakennus PLUS-taso	Toimistorakennus Normaalitaso	"Monumentaali"- rakennus	Pysäköintitalo, kylmä rakenne
<b>RAKENNUS</b>	<b>50 v</b>	<b>100 v</b>	<b>50 v</b>	<b>200 v</b>	<b>50 v</b>
Perustukset	100 v	100 v (200 v)	100 v	200 v	100 v
Kantava runko (sisärakenteet)	100 v (200 v)	200 v	100 v (200 v)	200 v	
Kantava runko (ulkorakenteet)					50 v
Ulkoseinät	50 v (100 v)	100 v	50 v (100 v)	100 v <sup>1)</sup> (200 v)	50 v

Kuva 12. Tyypillisiä suunnittelukäyttöiä. (Betoni 4, 2004 J. Punkki)

### 3.2.1 Rasitusluokat

Ympäristön vaikutukset luokitellaan rasitusluokiksi. Rasitusluokkien perusteella saadaan vaatimukset betonin laadulle ja raudoitusta suojaavalle betonipeitteelle. Rasitusluokat on esitetty taulukossa 7.



Taulukko 7. Ympäristöolosuhteista riippuvat rasitusluokat.

Luokka	Ympäristö	Esimerkki
1 Ei korroosiota tai rasituksen riskiä		
X0	Raudoittamaton betoni kaikkiin ympäristöihin. Raudoitettu betoni hyvin kuivassa ympäristössä. Ei jäädytys/sulatus rasitusta	Kuiva sisätila
2 Karbonatisoitumisen aiheuttama korrosio		
XC1	Kuiva tai pysyvästi märkä	Sisätilat tai pysyvästi vedenalainen betoni
XC2	Märkä, harvoin kuiva	Pitkään kosketuksissa veden kanssa, esim. perustukset
XC3	Kohtalaisen kostea	Sisätila, jossa korkea ilmankosteus tai ulkona sateelta suojassa
XC4	Märkä ja kuiva vaihtelevat	Kosketuksissa veden kanssa
3 Muu kloridien kuin meriveden aiheuttama korrosio		
XD1	Kohtalaisen kostea	Alttiina ilman klorideille
XD2	Märkä, harvoin kuiva	Uima-altaat, alttiina kloridipitoiselle teollisuusvedelle
XD3	Märkä ja kuiva vaihtelevat	Sillat/parkkitalot, alttiina kloridipitoisille roiskeille
4 Meriveden kloridien aiheuttama korrosio		
XS1	Kosketuksissa ilman kuljettaman suolan kanssa	Rannikolla olevat rakenteet
XS2	Pysyvästi veden alla	Merirakenteet
XS3	Vuorovesi ja roiskeet	Merirakenteet
5 Jäädytys/sulatusrasitus		
XF1	Kohtalainen vedellä kyllästyminen ilman jäänsulatusaineita	Sateelle ja jäätymiselle alttiit pystypinnat
XF2	Kohtalainen vedellä kyllästyminen ja jäänsulatusaineet	Tierakenteiden pystysuorat betonipinnat
XF3	Suuri vedellä kyllästyminen ilman jäänsulatusaineita	Sateelle ja jäätymiselle alttiit vaakapinnat
XF4	Suuri vedellä kyllästyminen ja jäänsulatusaineet tai merivesi	Siltojen kannet, roiskevesivyöhykkeellä olevat jäätymiselle alttiit merirakenteet
6 Kemiallinen rasitus		
XA1	Standardin EN 206-1 mukainen vähän aggressiivinen kemiallinen ympäristö	Luonnon maaperä ja pohjavesi
XA2	Standardin EN 206-1 mukainen kohtalaisen aggressiivinen kemiallinen ympäristö	Luonnon maaperä ja pohjavesi
XA3	Standardin EN 206-1 mukainen hyvin aggressiivinen kemiallinen rasitus	Luonnon maaperä ja pohjavesi

### 3.2.2 Betonin vähimmäislujuusluokka

Betonin vähimmäislujuusluokka on esitetty taulukossa 8. Taulukko on standardin SFS-EN 206-1 kansallisen liitteen mukainen.

Taulukko 8. Betonin vähimmäislujuusluokat eri rasitusluokissa.

Vähim- mäis- lujuus- luokka	Rasitusluokka							
	X0	XC1	XC2 XC3	XC4	XD1	XS1	XD2	XD3 XS2 XS3
	C12/15	C20/25	C25/30	C30/37	C30/37	C35/40	C30/37	C35/40

### 3.2.3 Betonipeitteen vähimmäisarvo

Betonipeite on betonipinnan ja sitä lähimpänä olevan raudituksen pinnan välinen etäisyys, mukaan lukien haat ja mahdollinen pintarauditus. Betonipeitteen vähimmäisarvolla varmistetaan tartuntavoimien varma siirtyminen, säilyvyys ja riittävä palonkesto. Betonipeitteen vähimmäisarvo valitun käyttöiän ja rasitusluokan mukaan on esitetty taulukossa 9.

Taulukko 9. Betonipeitteen vähimmäisarvot eri rasitusluokissa 50 vuoden käyttöiälle.

Kriteeri	X0	XC1	XC2	XC3X C4	XD1	XS1	XD2	XD3, XS2, XS3
Betoniteräs ( $c_{min,dur}$ )	10	10	20	25	30	30	35	40
100 vuoden suunnittelu käyttöikä	+0	+0	+5	+5	+5	+5	+5	+5
Lujuus- luokka $\geq$	C20/25 -5	C30/37 -5	C35/45 -5	C35/45 -5	C35/45 -5	C40/50 -5	C35/45 -5	C45/55 -5

Taulukosta 9 valitaan rasitusluokan mukainen perusarvo käytetylle rauditukselle. Perusarvosta vähennetään 5 mm, jos käytetty betonin lujuusluokka on vähintään taulukossa esitetyn suuruinen.

Tartunnan ja säilyvyyden asettaman betonipeitevaatimuksen perusteella valitaan määrävä peitepaksuus seuraavasti:

(16)

$$c_{min} = \max \begin{cases} c_{min,b} \\ c_{min,dur} \\ 10 \text{ mm} \end{cases}$$

missä,

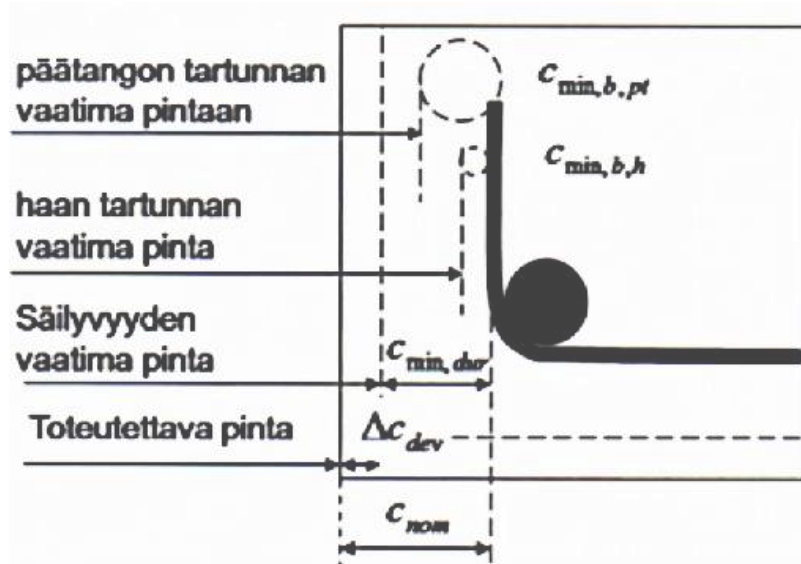
$c_{min,b}$  tartuntavaatimuksesta johtuva betonipeitteen vähimmäisarvo

$c_{min,dur}$  ympäristöolosuhteista johtuva betonipeitteen vähimmäisarvo

Tartunnan mukainen vaatimus lasketaan yhtälöstä:

(17)

$$c_{min,b} = \max \begin{cases} \phi_{päätanko} - \phi_{haka} \\ \phi_{haka} \end{cases}$$



Kuva 13. Tartunnan vaatiman betonipeitteen määrittäminen. (By 211/2013)

Betonipeitteen nimellisarvo ( $c_{nom}$ ) koostuu peitteen vähimmäisarvosta ( $c_{min}$ ) ja siihen lisättävästä mittapoikkeamasta ( $\Delta c_{dev}$ ).

(18)

$$c_{nom} = c_{min} + \Delta c_{dev}$$

Nimellisarvoa käytetään mitoituksessa ja rakennepiirustukset tehdään sen mukaan. Siksi se on erittäin tärkeä asia.

Mittapoikkeama  $\Delta c_{dev}$  määräytyy valmistuksen mittatarkkuuden perusteella. Betonipeitteen mittapoikkeaman pienin sallittu arvo on 10 mm. Suomen kansallisten liitteiden mukaan elementeillä voidaan käyttää arvoa 5 mm.

### **3.3 Mitoitusmenetelmät**

#### **3.3.1 Yleistä**

Rakenteiden suunnittelijan tehtävä on mitoittaa rakenteet niin, että ne riittävällä varmuudella kestävät niiden käyttötarkoituksen edellyttämät ominaisuudet kuormien ja ulkoisten olosuhteiden alaisena. Rakenteiden mitoituksessa voidaan käyttää useita menetelmiä, jotka perustuvat varmuuskertoimien tai tilastojen käyttöön. Mitoitusmenetelmät voivat olla myös kokeellisia.

#### **3.3.2 Käyttörajatilat**

Käyttörajatilalla tarkoitetaan sitä rakenteen tilaa, josta kuormituksen arvo ei voi nousta ilman että syntyvät muodonmuutokset asettavat rajoituksia rakenteen käytölle tai lyhentävät rakenteen suunniteltua käyttöikää. Käyttörajatilatarkasteluilla osoitetaan, että rakenne tavallisissa olosuhteissa yleensä esiintyvän kuormituksen alaisena täyttää sille asetetun tehtävän koko suunnitellun käyttöiän ajan. Tämän takia käyttörajatilatarkasteluissa on otettava huomioon yleensä pitkäaikaiskuormituksen, kosteuden ja lämpötilan vaikutukset.

Jännitysrajaatilassa nousee rakenteen jännitys käyttötilan kannalta liian suureksi. Siirtymärajaatilassa rakenteen taipuma tai muu siirtymä muodostuu niin suureksi, että rakenne aiheuttaa häiriöitä rakenteeseen tukeutuvien tai liittyvien rakenteiden toiminnalle.

Halkeamarajatilassa halkeamien muodostuminen yleensä tai niiden suuruus aiheuttaa rakenteen käyttökelpoisuuden menettämisen tai esim. korroosiovaaran takia käyttöiän alenemisen.

### 3.3.3 Murtorajatilat

Murtorajatilassa tulee rakenne pysyvästi käyttökeltvottomaksi joko siten, että koko rakenne tai sen osa sortuu, tai rakenteeseen syntyy niin suuria muodonmuutoksia, että se menettää käyttökelpoisuutensa. Murtorajatilatarkastelujen tavoitteena on osoittaa, että tietyn suuruinen poikkeama tavanomaisessa kuormituksessa, rakenteen ominaisuuksissa tai ulkoisissa olosuhteissa ei aiheuta rakenteen murtumista.

Murtumisrajatilassa rakenteen jokin osa murtuu myötäämättä rasiusten ylittäessä lujuuden. Tällaisia yhtäkkisiä murtumia ovat esimerkiksi teräsbetonipilarin murtuminen, leikkausvoiman aiheuttama haattoman palkin murtuminen tai terästen ankkurointimurtuma. Vakavuuden menettämisrajatilassa rakenne menettää tasapainonsa joko jäykkänä kappaleena esim. kaatuessaan tai tasapainon menetys tapahtuu suurten muodonmuutosten takia nurjahduksena, lommahduksena tai kiepahduksena.

### 3.3.4 Kokeellinen mitoitus

Kokeellisissa mitoitusmenetelmissä voidaan käyttää joko pienoismallikokeita tai täydessä mittakaavassa suoritettuja kokeita. Kokeiden lukumäärä voi olla niin suuri, että rakenteen käyttökelpoisuus voidaan määrittää tilastollisin menetelmin. Kun kokeiden lukumäärä on rajoitettu, on koekuormitusten antamia tuloksia täydennettävä teoreettisin laskelmin. Betonirakenteiden kohdalla juuri viimeksi mainitut ns. puolikokeelliset menetelmät ovat käyttökelpoisia rakenteen käyttäytymisen ja eri rajatilakestävyyksien määrittämiseen. Rakenteen kelpoisuus voidaan joskus joutua selvittämään myös rakennuspaikalla tehtävien koekuormitusten avulla.

## 4 TERÄSBETONIPALKIT

### 4.1 Palkkien mitat

Valmis teräsbetonipalkki on suunnitteluprosessin tulos. Palkit ovat ”sauvamaisia” rakenteita, joissa kuormitus vaikuttaa pääasiallisesti palkin pituusakselia vastaan kohtisuoraan suuntaan ja aiheuttaa palkkiin ensisijaisesti taivutus- ja leikkausrasituksia. Palkin statiiikka ja voimasuureet määräytyvät tuennan ja kuormituksen perusteella.

Palkin poikkileikkauksen leveys ( $b$ ) on pienempi kuin 5 kertaa korkeus ( $h$ ). Jos rakenne on leveämpi, on kyseessä laatta. Palkin jännemitta ( $L$ ) on vähintään 3 kertaa korkeus ( $h$ ). Muussa tapauksessa on kyse korkeasta tai seinämäisestä palkista.

Palkkien poikkileikkausmuotoja ovat mm:

- suorakaidepalkki
- laattapalkki
- leukapalkki

Laskelmissa rakenteiden mitoille käytetään nimellisarvoja. Jännemittoina käytetään tukipintojen keskikohtien väliä.

### 4.2 Voimasuureiden määrittäminen

Palkista muodostetaan rakennemalli tukiehtojen ja kuormituksen perusteella. Palkit voivat olla:

- ulokepalkkeja
- kaksitukisia palkkeja
- jatkuvia palkkeja

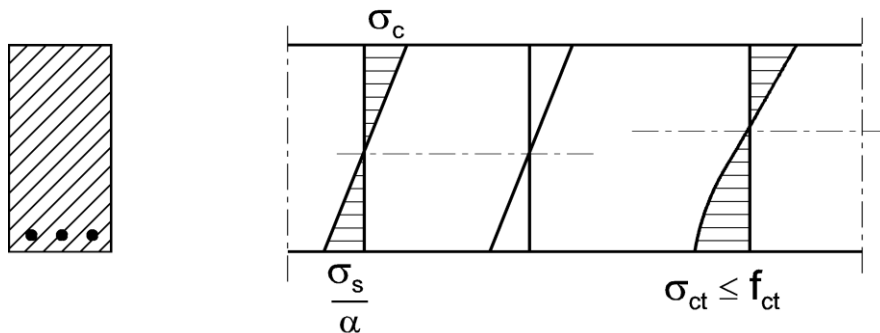
Tukiehtojen mukaan palkit voivat olla staattisesti määrättyjä tai staattisesti määräämättömiä. Staattisesti määrättyjen palkkien voimasuureet voidaan laskea jäykän kappaleen statiikan perusteella.

Palkin mitoituksessa huomioon otettavia voimasuureita ovat:

- leikkausvoima
- taivutusmomentti
- vääntömomentti

### 4.3 Teräsbetonipalkin rakenteellinen toiminta

Terästen tehtävä taivutetuissa betonirakenteissa on ottaa vastaan vetojännitykset siinä vaiheessa, jolloin betonin vetolujuus on ylittynyt ja rakenne halkeillut. Teräkset sijoitetaan tämän takia rakenteen poikkileikkauksen vetovyöhykkeen ulkoreunaan, jossa ne tehokkaimmin pystyvät täyttämään tehtävänsä. Poikkileikkauksessa esiintyvien jännitysten suuruuden perusteella puhutaan kolmesta jännitystilasta, jännitystilat I, II ja III.

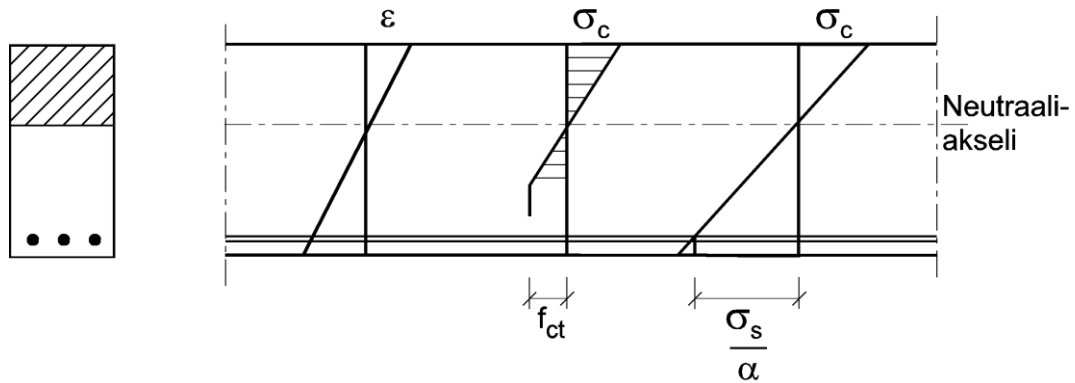


Kuva 14. Jännitysten jakaantuma jännitystilassa I.

Jännitystilassa I toimii koko betonipoikkileikkaus. Tällöin betonin vetojännitys ei vielä ole saavuttanut vetolujuutta (kuva 14).

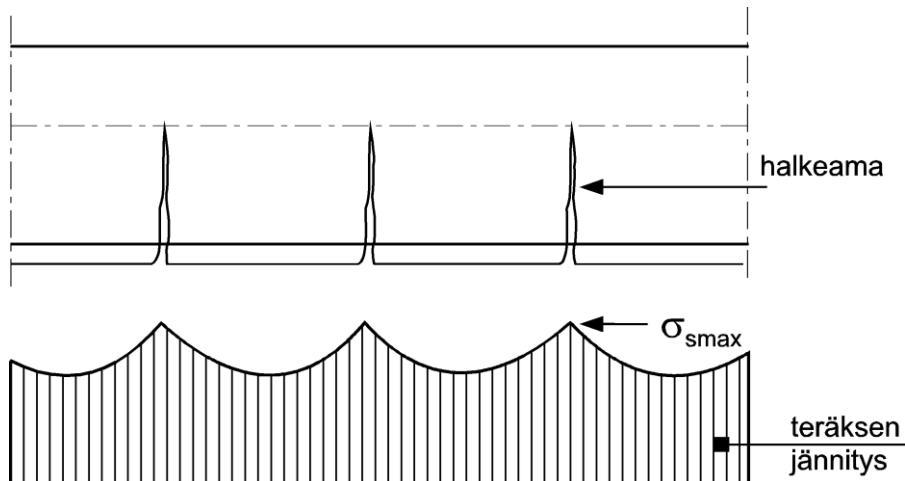
Betonin vetojännityksen kasvaessa ja poikkileikkauksen suurimman jännityksen läheksessä vetolujuutta ei betoni noudata Hookeen lakia ja jännityskuvaaja muuttuu käyräviivaiseksi (kuva 14).

Rakenteen vedetylle puolelle syntyy halkeamia, kun betonin vetojännitys saavuttaa murtolujuuden. Rakenne on tällöin jännitystilassa II (kuva 15). Kuormituksen lisääntyessä kasvaa halkeamien syvyys.



Kuva 15. Jännitysten jakaantuma jännitystilassa II.

Halkeamien välillä terästen ja betonin välisen tartunnan ansiosta siirtyy osa terästen vedosta betonille, mikä aiheuttaa vaihtelua terästen jännitykseen (kuva 16).



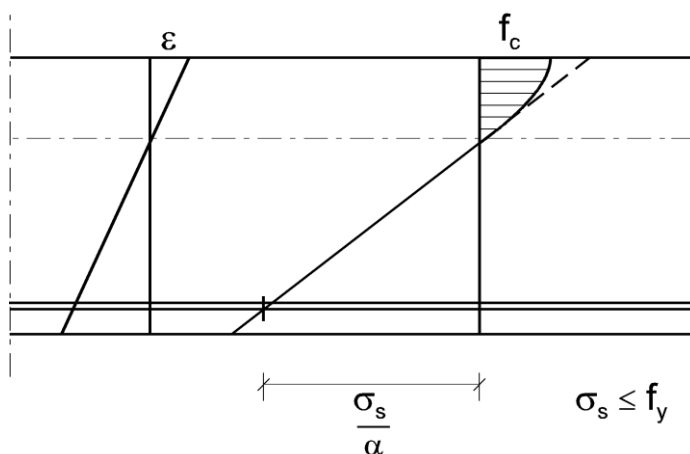
Kuva 16. Terästen jännitysten vaihtelu halkeilleessa poikkileikkauksessa.

Taivutetun rakenteen klassinen mitoitusmenetelmä perustuu jännitystilaan II. Tällöin oletetaan betonin halkeilleen neutraaliakseliin asti, ja ainoastaan teräkset otetaan toimiviksi vedetyllä puolella.

Jännitystila III kuvaa jännitysten jakaantumista murtohetkellä, jolloin myös betonin puristusjännitys on saavuttanut murtolujuuden (kuva 17). Betonin todellinen jännityksen



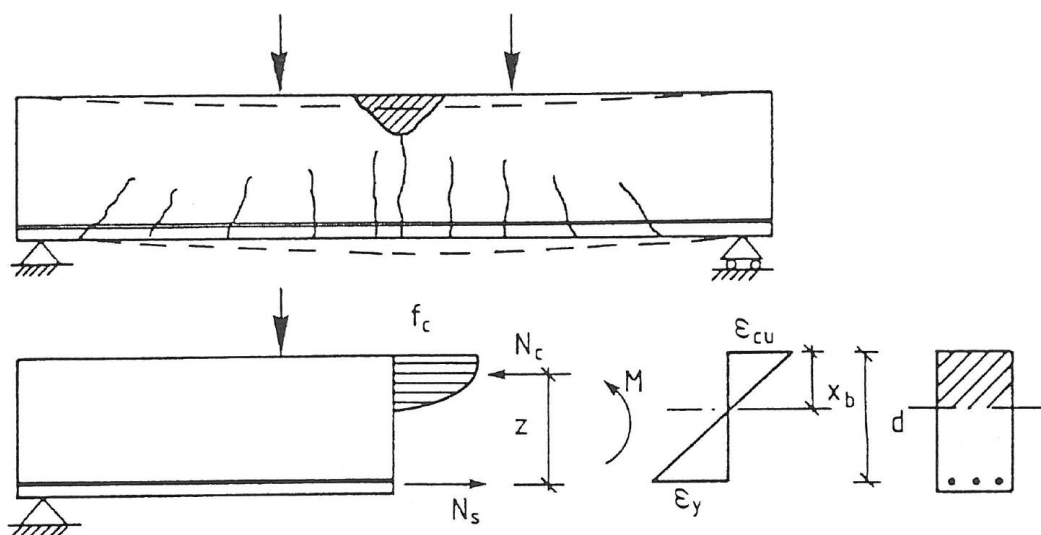
jakaantuminen pyritään ottamaan huomioon jännitys-muodonmuutoskäyrän mukaisesti. Poikkileikkauksen murtuminen voi tapahtua joko terästen myötäämisen takia tai betonin puristuslujuuden ylittymisen vuoksi. Kun teräkset ovat heikommalla kuin betoni, sijaitsee neutraaliakseli suhteellisen ylhäällä ja siirtyy kuormituksen lisääntyessä yhä ylöspäin. Terästen venymä muodostuu siten suuremmaksi kuin betonin puristuma, ja teräkset saavuttavat myötörajan ennen kuin betonin jännitys on noussut murtorajalle. Tämän jälkeen kuormituksen lisäys aiheuttaa suuren venymän lisäyksen teräksissä, ja halkeamien syvyys kasvaa voimakkaasti. Lopulta jäljellä oleva betonin puristettu osa ei pysty vastaanottamaan poikkileikkauksessa vaikuttavaa puristusvoimaa vaan murtuu.



Kuva 17. Jännitysten jakaantuma jännitystilassa III.

Pienellä kuormalla palkissa ei ole vielä halkeamia ja se käyttäytyy lineaarisesti kimmo-teorian mukaisesti. Ensimmäisen halkeaman muodostumisen jälkeen palkin käyttäytyminen riippuu taivutusraudoitusmäärästä. Palkki murtuu välittömästi halkeaman muodostumisen jälkeen, jos taivutusraudoitusta on niin vähän, että se ei kestä haljenneena halkeaman muodostumisen vaatimaa momenttia

Palkki kantaa kuormaa vielä halkeaman muodostumisen jälkeen, kun raudoitusta on riittävästi, mutta rauditus saattaa murtua, jos kuormitusta lisätään. Jos raudoitusta on sopivasti, rauditus myötää ennen kuin betoni murtuu puristuspuolelta. Jos raudoitusta on liikaa, betoni murtuu puristuspuolelta ennen kuin vetorausoitutus myötää.



Kuva 18. Taivutusmomentin aiheuttama palkin murtuma. (Luentomoniste RTEK-3210, Teräsbetonirakenteet, Lindberg, Kerokoski 2009)

Taivutusraudoituksen perusteella palkit voidaan jakaa neljään ryhmään:

- vähimmäisraudoitettuihin palkkeihin
- normaalirauδοitettuihin palkkeihin
- tasapainorauδοitettuihin palkkeihin
- ylirauδοitettuihin palkkeihin

Vähimmäisraudoituksella varmistetaan, että palkki kantaa vähintään sen kuorman, joka vaaditaan taivutushalkeaman muodostumiseen. Näin estetään äkillinen haurasmurtuma ylikuormitustilanteessa.

Normaalirauδοitus on suositeltavin rauditusmäärä. Tällä määrällä rauditus myötää ennen kuin betoni murtuu puristuspuolelta. Palkkiin syntyy suuria plastisia muodonmuutoksia ennen lopullista murtoa. Muodonmuutokset ilmenevät suurin halkeamina palkin vetopuolella ja ne varoittavat ylikuormituksesta.

Tasapainorauδοitus on rauditusmäärä, jolla samanaikaisesti rauditus saavuttaa myötörajan ja betoni murtopuristuman. Tasapainorauδοitusmäärää pidetään perinteisesti rauditusmäärän ylärajana.

Ylirauδοitetussa rakenteessa puristuspuolen betoni murtuu ennen kuin vetorauδοitus saavuttaa myötörajan.

Jos teräsbetonirakenne halutaan suunnitella siten, että rakenteeseen syntyy merkittäviä muodonmuutoksia ennen murtumista, palkki suunnitellaan normaaliraudoitettuna. Raudoitusmäärä tulee laskea selvästi tasapainoraudoitetusta pienemmäksi.

#### 4.4 Mitoituksen kulku

Suunnittelutehtävä voi olla ns. mitoitus tehtävä tai analyysitehtävä. Mitoitus tehtävässä uudisrakennukseen suunnitellaan palkki, joka täyttää mahdollisimman hyvin sille asetetut vaatimukset. Mitoitus tehtävässä on paljon vapaita muuttujia, jotka ratkaistaan suunnittelun edetessä.

Analyysitehtävässä on jokin olemassa oleva rakenne. Siitä tunnetaan rakenteen mitat ja materiaalit ja tehtävänä on ratkaista rakenteen kantavuus ja toimintakyky siihen kohdistuvien rasitusten alaisena. Tuloksena todetaan täyttääkö rakenne sille asetetut vaatimukset vai pitääkö sitä muuttaa ja vahvistaa ja tämänlainen tehtävä tulee usein vastaan korjausrakentamisen yhteydessä.

Palkin suunnitteluprosessin vaiheet:

Suunnittelun lähtötiedot:

- määrittele palkin rakennemalli
- määritä suunniteltu käyttöikä ja rasitusluokka
- määritä kuormat ja kuormitusyhdistelmät

Alustava suunnittelu:

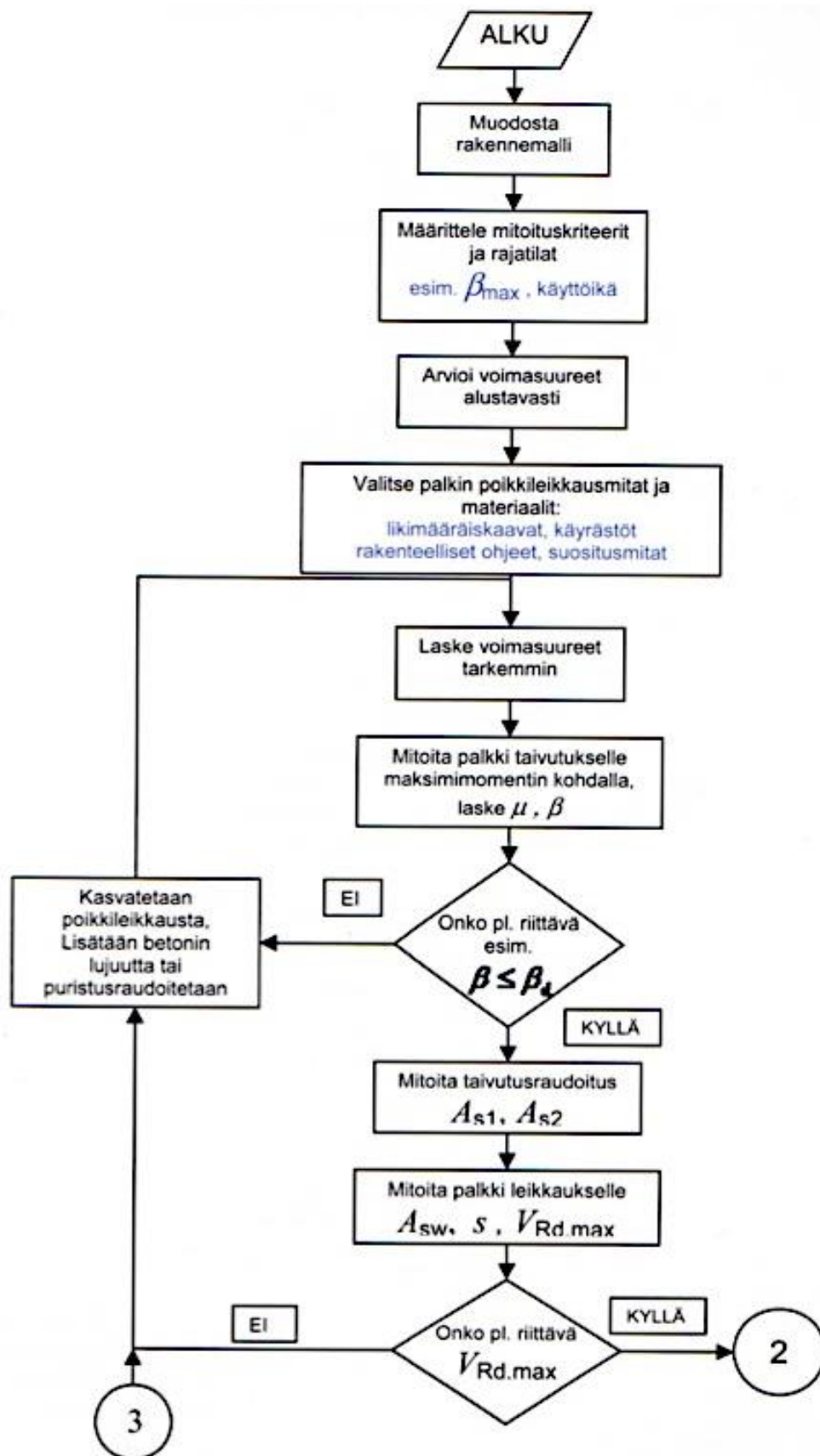
- valitse alustavat poikkileikkausmitat
- määritä alustavat voimasuureet

Palkkien mitoitus tehdään MRT:ssa

- taivutusrasitukselle
- leikkausrasitukselle
- vääntörasitukselle
- raudoituksen ankkuroinnille

KRT:ssa tarkistetaan:

- halkeamaleveys
- taipuma
- raudoituksen ja betonin jännitys



Kuva 19. Palkin suunnittelu. (By 211/2013)

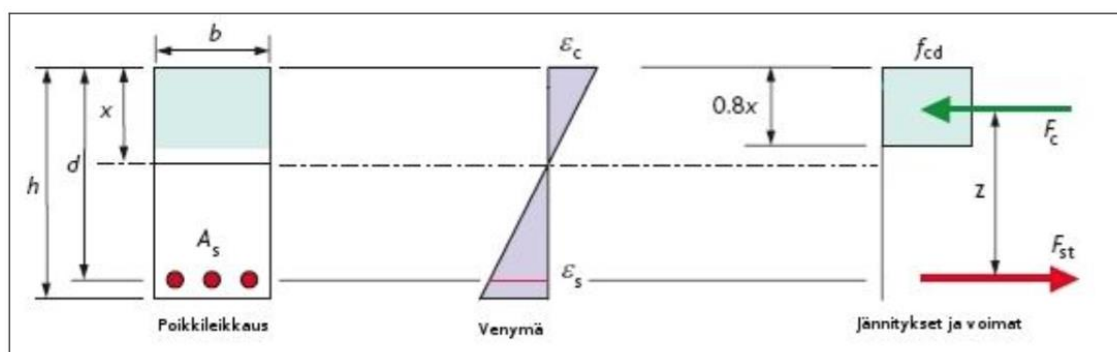
## 4.5 Taivutusmitoitus

### 4.5.1 Perusoletukset

Määritettäessä teräsbetonipoikkileikkauksen taivutuskestävyyttä murtorajatilassa tehdään seuraavat oletukset:

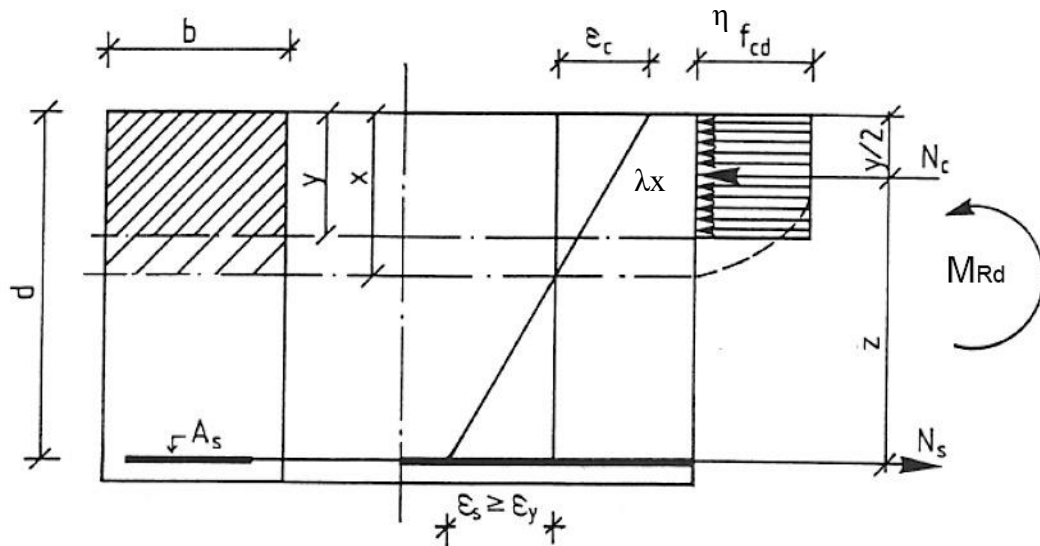
- poikkileikkaustasot säilyvät tasoina
- tartunnallisen raudoituksen muodonmuutos on vedossa ja puristuksessa sama kuin ympäröivän betonin muodonmuutos
- betonin vetolujuutta ei oteta huomioon
- palkki toteuttaa tasapainoehdot
- puristusvyöhykkeen jännitysjakautuma korvataan suorakaiteen muotoisella jakautumalla, jonka korkeus on  $0,8X$  ja betonin murtolujuus on  $f_{cd}$  (kuva 20)
- rauditus myötää eli jännitys on myötöjännityksen mitoitusarvon suuruinen  $\sigma_s = f_{yd}$

Tämän seurauksena poikkileikkauksen venymäjakauma palkin korkeussuunnassa on suoraviivainen. Vetopuolella venymäjakautuma koskee vain raudoitusta, koska betoni on vastapuolella haljennut. Puristuspuolella betonilla ja raudoituksella on sama puristuma samalla korkeudella.



Kuva 20. Yksinkertaistettu jännitys-suorakaide EC2:n mukaan, kun betonin lujuusluokka on korkeintaan C50/60. (Luentomoniste RTEK-3210, Teräsbetonirakenteet, Lindberg, Kerokoski 2009)

#### 4.5.2 Suorakaidepalkki



Kuva 21. Suorakaiteen muotoinen jännitysjaakauma,  $y=\lambda x$ .

Kuvassa 21 olevat kertoimet  $\eta$  ja  $\lambda$  riippuvat betonin lujuudesta ja ne on esitetty taulukossa 10.

Taulukko 10. Puristusvyöhykkeen määrittelyn parametrit  $\eta$  ja  $\lambda$ .

	$f_{ck} \leq 50 \text{ MPa}$	$50 \text{ MPa} < f_{ck} \leq 90 \text{ MPa}$
$\lambda$	0,8	$0,8 - \frac{f_{ck} - 50}{400}$
$\eta$	1,0	$1,0 - \frac{f_{ck} - 50}{200}$

Kuvan 21 merkintöjä soveltaen betonin puristusvyöhykkeen puristuskestävyydelle saadaan lauseke:

(19)

$$N_{R,c} = \eta f_{cd} b \lambda x$$

Raudoituksen vetokestävyys on:

(20)

$$N_{R,s} = f_{yd} A_s$$

Sisäisten voimien tasapainoehto on:

$$N_{Rc} = N_{Rs}$$

(21)

Kun kestävyyksien arvot (19) ja (20) sijoitetaan yhtälöön (21) saadaan:

$$\eta f_{cd} d \lambda X = f_{yd} A_s$$

(22)

(23)

$$\frac{\lambda X}{d} = \frac{A_s}{bd} \frac{f_{yd}}{\eta f_{cd}}$$

Määritellään laaduttomat suureet:

- tehollisen puristuspinnan suhteellinen korkeus:

(24)

$$\beta = \frac{\lambda X}{d}$$

- geometrinen raudoitussuhde:

(25)

$$\rho = \frac{A_s}{bd}$$

- mekaaninen raudoitussuhde

(26)

$$\omega = \rho \frac{f_{yd}}{\eta f_{cd}}$$

Yhtälö 23 voidaan lausua nyt laaduttomien parametrien avulla:

(27)

$$\beta = \omega$$

Tämä pätee taivutusrasitetuille teräsbetonirakenteille, joissa ei käytetä puristusraudoitusta.

Rakenteen taivutuskestävyys voidaan lausua puristusvyöhykkeen kestävyiden avulla:

(28)

$$M_{Rc} = N_{Rc}z = \eta f_{cd} b \lambda X z$$

Taivutuskestävyys voidaan lausua myös muodossa:

(29)

$$M_{Rs} = N_{Rs}z = f_{yd} A_s z$$

Sisäinen momenttivarsi  $z$  on:

(30)

$$z = d - \frac{\lambda X}{2} = d \left( 1 - \frac{\beta}{2} \right)$$

Sijoitetaan  $z$ :n lauseke yhtälöön 28 ja jaetaan puolittain lausekkeella  $(\eta f_{cd} b d^2)$ :

(31)

$$M_{Rc} = \eta f_{cd} b d^2 \beta \left( 1 - \frac{\beta}{2} \right)$$

(32)

$$\frac{M_{Rc}}{\eta f_{cd} b d^2} = \beta \left( 1 - \frac{\beta}{2} \right)$$

Kun merkitään suhteellista momenttia  $\mu$  lausekkeella:

(33)

$$\mu = \frac{M_{Rc}}{\eta f_{cd} b d^2}$$

saadaan TB-palkin poikkileikkauksen taivutusmitoituksen peruskaavat:

(34)

$$\mu = \beta \left( 1 - \frac{\beta}{2} \right)$$

(35)

$$\beta = 1 - \sqrt{1 - 2\mu}$$



Näiden yhtälöiden avulla voidaan tehdä laskentaprosessi sekä mitoituslaskennalle että analyysilaskennalle.

Edellä esitetyt laskentayhtälöt pätevät, jos raudoitus myötää murtotilassa. Myötämisen ehtona on, että raudoitusta on enintään tasapainoraidoituksen verran. Betonin lujuusluokilla  $\leq C50$  on betonin murtopuristuma vakio. Raidoituksen myötövenymä riippuu raidoituksen lujuudesta  $f_{yk}$  ja materiaaliosavarmuusluvusta  $\gamma_s$ . Taulukossa 11 on esitetty raja-arvot  $\beta_{bd}$  ja  $\mu_{bd}$  kolmelle raidoituksen lujuusluokalle ja osavarmuusluvun perusarvoille  $\gamma_s = 1,15$  ja pienennetylle osavarmuusluvulle  $\gamma_s = 1,10$ .

Taulukko 11. Tasapainoraidoituksen mukaiset  $\beta_{bd}$  ja  $\mu_{bd}$ .

Osavar- muus	$f_{yk} = 500 \text{ MPa}$		$f_{yk} = 600 \text{ MPa}$		$f_{yk} = 700 \text{ MPa}$	
	$\beta_{bd}$	$\mu_{bd}$	$\beta_{bd}$	$\mu_{bd}$	$\beta_{bd}$	$\mu_{bd}$
$\gamma_s=1,15$	0,493	0,372	0,458	0,353	0,428	0,336
$\gamma_s=1,10$	0,485	0,367	0,450	0,349	0,419	0,331

### Taivutusrasitus, raidoituksen mitoituksen kulku:

Tehtävässä on laskettu ulkoisen kuorman aiheuttamat rasitukset ja on valittu poikkileikkauksen mitat ja betonin lujuusluokka. Näiden pohjalta tunnetaan:

- mitoitusmomentti  $M_{Ed}$
- poikkileikkauksen mitat  $b$  ja  $d$
- betonin lujuuden mitoitusarvo  $f_{cd}$  (ja tehollisen lujuuden kerroin  $\eta$ )

Mitoitusyhtälö on:

(36)

$$M_{Rd} \geq M_{Ed}$$

Mitoitusmomentin mukainen suhteellinen momentti:

(37)

$$\mu = \frac{M_{Ed}}{\eta f_{cd} b d^2}$$

Tarkistetaan onko suhteellinen momentti pienempi kuin tasapainoraudoituksen mukainen suhteellinen momentti.

(38)

$$\mu = \mu_{bd}$$

Jos yhtälö pätee, voidaan poikkileikkaus mitoittaa normaaliraudoitettuna, jolloin tehollisen puristuspinnan suhteellinen korkeus saadaan yhtälöstä:

(39)

$$\beta = 1 - \sqrt{1 - 2\mu}$$

Mekaaninen raudoitussuhde saadaan yhtälöstä:

(40)

$$\omega = \beta$$

Vetorausoituksen pinta-ala saadaan yhtälöstä:

(41)

$$A_s = \omega b d \frac{\eta f_{cd}}{f_{yd}}$$

Vaihtoehtoisesti voidaan laskea sisäinen momenttivarsi  $z$ :

(42)

$$z = d \left( 1 - \frac{\beta}{2} \right)$$

ja vetorausoituksen pinta-ala:

(43)

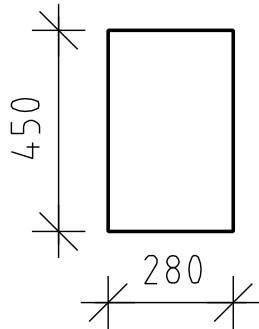
$$A_s = \frac{M_{Ed}}{z f_{yd}}$$

Valitaan raudoitustangot vaaditun raudoituspinta-alan mukaan ja varmistetaan niiden mahdollisuus sijoittua poikkileikkaukseen.

**Esimerkki 1.**

Yksiaukkoinen vapaasti tuettu palkki:

Mitoita suorakaidepalkin taivutusraudoitus.



Palkin korkeus	450mm
Palkin leveys	280mm
Palkin jänneväli	5500mm
Betonipeite	$c_{nom}=20mm$
Betonin lujuusluokka	C25/30
Runkoaineen maksimi raekoko	$d_g=16mm$
Raudoitus	B500B
Arvioidaan hakaraudoitus	T8
Toleranssiluokka	1
Materiaaliosavarmuusluvut	$\gamma_c = 1,50 \quad \gamma_s = 1,15$

Lujuusarvot:

$$\lambda = 0,80$$

$$\eta = 1,0$$

$$\alpha = 0,85$$

$$f_{cd} = \alpha_{cc} \frac{f_{ck}}{\gamma_c} = 0,85 \frac{25MPa}{1,5} = 14,17MPa$$

$$f_{yd} = \frac{f_{yk}}{\gamma_s} = \frac{500MPa}{1,15} = 435MPa$$

Mitoitusmomentti  $M_{Ed} = 179,2 \text{ kNm}$

Poikkileikkaussuureet:

Arvioidaan tankopaksuus  $T=20mm$

Tehollinen korkeus  $d$ :

$$d = h - c_{nom} - 1,1\Phi_h - \frac{1,1\Phi}{2} = 450mm - 20mm - 1,1 * 8mm - \frac{1,1 * 20mm}{2} = 410mm$$

Tehollisen korkeuden laskemisessa on otettu huomioon harjatankojen harjojen vaikutus kertoimella 1,1. Tällä varmistetaan, että ei yliarvioida  $d$ -mittaa (ks. palkin raudoituksen suunnittelu).

**Mitoitus:**

Suhteellinen momentti:

$$\mu = \frac{M_{Ed}}{\eta f_{cd} b d^2} = \frac{0,1792 MNm}{1,0 * 14,17 \frac{MN}{m^2} * 0,28m * (0,41m)^2} = 0,269 < \mu_{bd} = 0,372$$

Puristuspinnan suhteellinen korkeus:

$$\beta = 1 - \sqrt{1 - 2\mu} = 0,32 < \beta_{bd} = 0,493 \Leftrightarrow \text{Raudoitus myötää murtotilassa}$$

Vaadittu raudoitusala:

$$A_s = \omega b d \frac{\eta f_{cd}}{f_{yd}} = 0,32 * 280mm * 410mm \frac{1,0 * 14,17MPa}{435MPa} = 1197mm^2$$

Valitaan 4 T20;  $A_{s,tot} = 1256 \text{ mm}^2$

**Esimerkki 2.**

Yksiaukkoinen vapaasti tuettu palkki:

Laske esimerkki 1 suorakaidepalkin taivutuskestävyys, kun siinä on vetorautoitus 3 T25.

Poikkileikkaussuureet:

Tankopaksuus  $T=25\text{mm}$

Tehollinen korkeus  $d$ :

$$d = h - c_{nom} - 1,1\Phi_h - \frac{1,1\Phi}{2} = 450\text{mm} - 20\text{mm} - 1,1 * 8\text{mm} - \frac{1,1 * 25\text{mm}}{2} = 407\text{mm}$$

Rautoituksen pinta-ala:

$$A_{s,tot} = 1473 \text{ mm}^2$$

**Analyysi:**

Mekaaninen rautoitussuhde:

$$\omega = \frac{A_s f_{yd}}{bd \eta f_{cd}} = \frac{1473\text{mm}^2}{280\text{mm} * 410\text{mm}} \frac{435\text{MPa}}{1,0 * 14,17\text{MPa}} = 0,394$$

Puristuspinnan suhteellinen korkeus:

$$\beta = \omega = 0,394 < \beta_{bd} = 0,493 \Leftrightarrow \text{Rautoitus myötää murtotilassa}$$

Suhteellinen momentti:

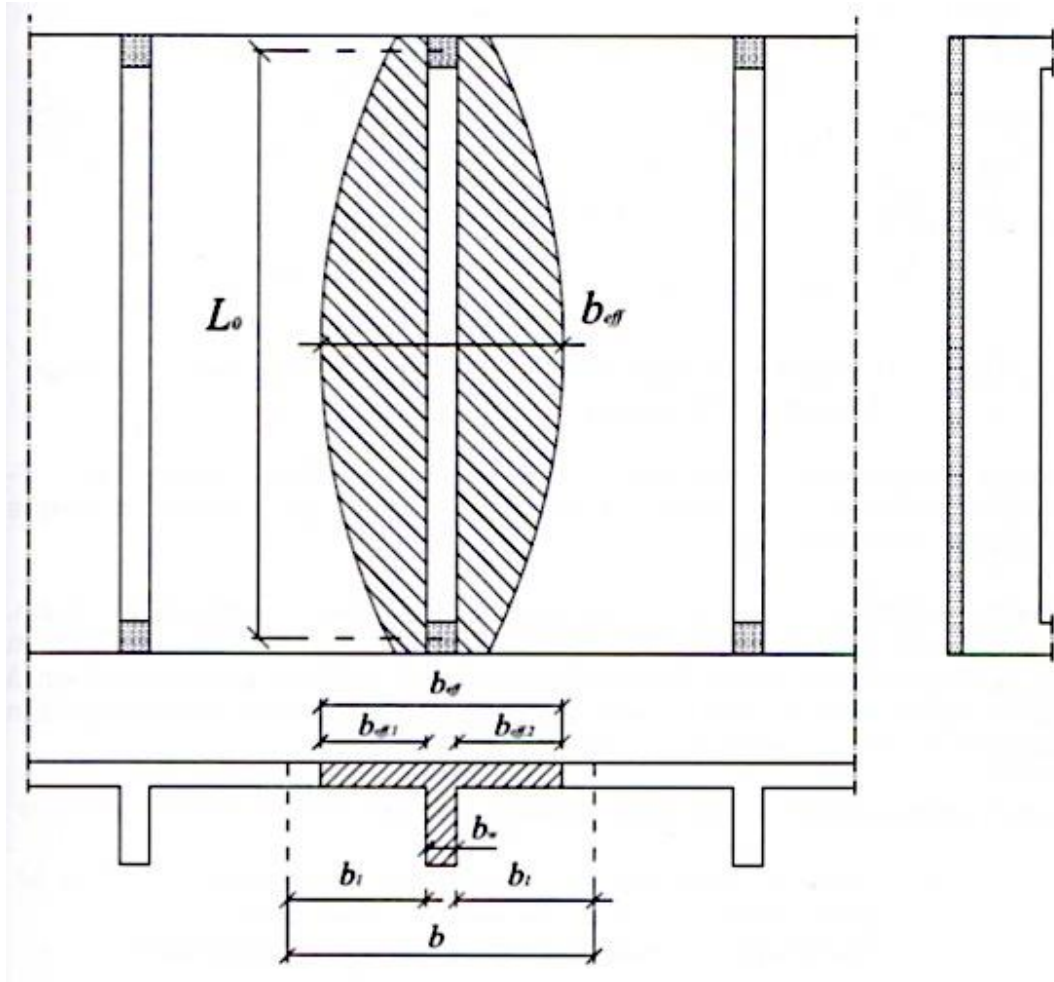
$$\mu = \beta \left(1 - \frac{\beta}{2}\right) = 0,316 < \mu_{bd} = 0,372$$

Taivutuskestävyys:

$$M_{Rc} = \eta f_{cd} \mu b d^2 = 1,0 * 14,17 \frac{\text{MN}}{\text{m}^2} * 0,316 * 0,28\text{m} * (0,41\text{m})^2 = 210\text{kNm}$$

### 4.5.3 Laattapalkki poikkileikkaus

Laattapalkit ovat palkkeja, joissa palkin yläosaan liittyy kiinteästi laattarakenne. Positiivisen momentin alueella laatta toimii yhdessä palkin kanssa ja vahvistaa palkin puristuspuolta. Vain osa laatasta toimii tehokkaasti palkin kanssa. Laatan toimiva leveys ( $b_{eff}$ ) muuttuu jännemitan matkalla ja on suurimmillaan maksimimomentin kohdalla. Eurokoodin mukaan toimiva leveys lasketaan yhtälöstä 44 ja kuvan 22 mukaan.



Kuva 22. Laattapalkin toimiva leveys. (By 211/2013)

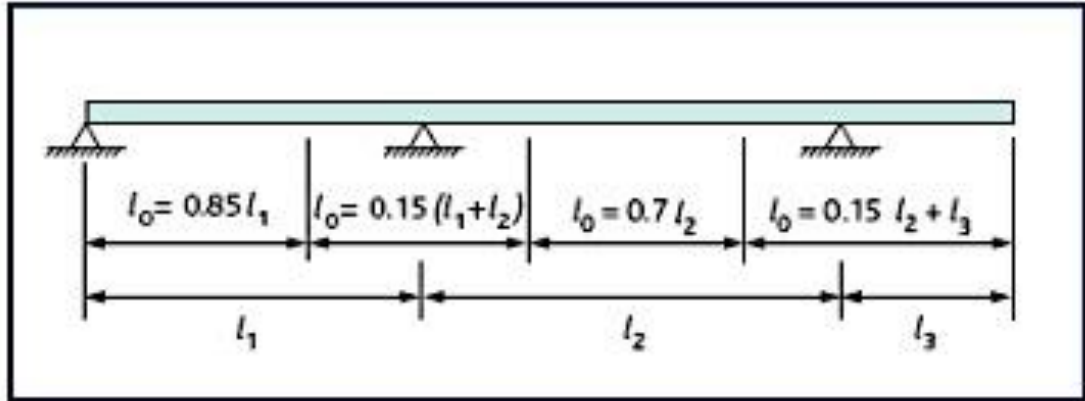
(44)

$$b_{eff} = b_{eff,1} + b_{eff,2} + b_w$$

(45)

$$b_{eff,i} = \min \begin{cases} 0,2b_i + 0,1L_0 \\ 0,2L_0 \\ b_i \end{cases}$$

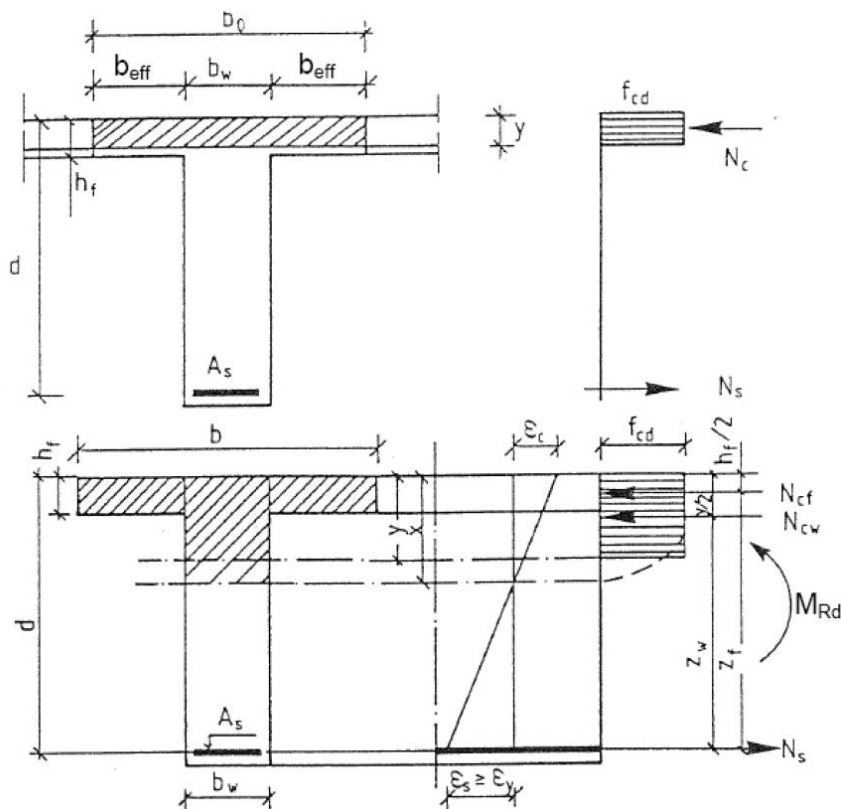
Kaavojen merkinnät sekä momenttien 0-kohtien välit esitetään kuvassa 23.



Kuva 23. Momentin 0-kohtien väli ( $L_0$ ) jatkuvassa palkissa laatan toimivan leveyden määrittelyssä. (Betoniteollisuus)

Jos tehollisen puristuspinnan korkeus  $y$  on korkeintaan puristuslaatan paksuuden  $h_f$  suuruinen, tapahtuu laattapalkin mitoitus samoin kuin suorakaidepoikkileikkauksen mitoitus. Tällöin poikkileikkauksen leveys  $b_0$  (kuva 24 yläosa).

Jos tehollisen puristuspinnan korkeus on suurempi kuin laatan paksuus, palkin uuma on osittain puristettu. Tällöin palkki mitoitetaan varsinaisena T-poikkileikkauksena.



Kuva 24. Laattapalkkipoikkileikkauksen jännitykset. (Luentomoniste RTEK-3210, Te-räsbetonirakenteet, Lindberg, Kerokoski 2009)

Mitoitustehtävässä lasketaan suhteellinen momentti:

$$\mu = \frac{M_{Ed}}{\eta f_{cd} b_{eff} d^2} \quad (46)$$

Puristuspinnan suhteellinen korkeus:

$$\beta = 1 - \sqrt{1 - 2\mu} \quad (47)$$

Verrataan puristusvyöhykkeen korkeutta  $\beta d$  laatan paksuuteen  $h_f$ .

Analyysitehtävässä lasketaan mekaaninen raudoitussuhde:

$$\omega = \frac{A_s f_{yd}}{b_{eff} d \eta f_{cd}} \quad (48)$$

Puristuspinnan suhteellinen korkeus:

$$\beta = \omega \quad (49)$$

Puristusvyöhykkeen todellinen korkeus on  $(\beta d)$ . Tätä verrataan laatan paksuuteen  $h_f$ .

Palkki lasketaan suorakaidepalkkina, jonka leveys  $b_{eff}$ , luvun 4.5.2 mukaisesti, jos

$$\beta d \leq h_f \quad (50)$$



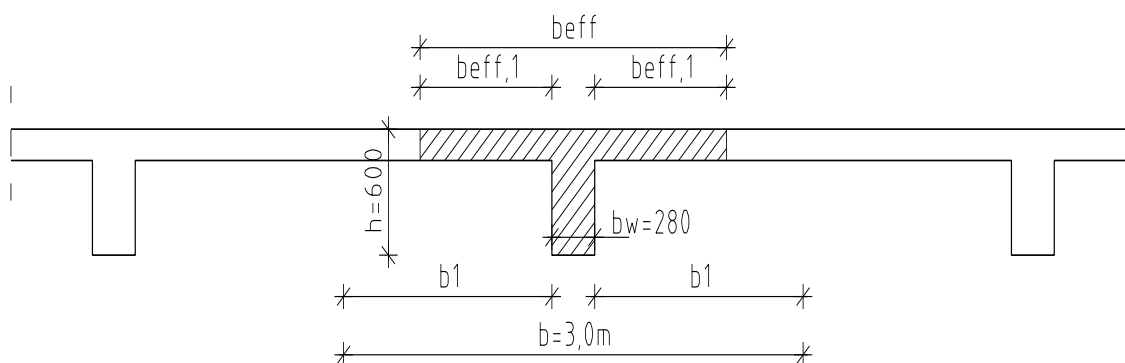
**Esimerkki laattapalkki.**

Mitoita laattapalkin taivutusraudoitus seuraavilla lähtöarvoilla:

- palkkien k/k väli  $b = 3,0 \text{ m}$
- palkin korkeus  $h = 600 \text{ mm}$
- laatan paksuus  $h_f = 150 \text{ mm}$
- palkin uuman leveys  $b_w = 280 \text{ mm}$
- betonipeite  $c_{nom} = 30 \text{ mm}$
- betonin lujuusluokka C30/37
- runkoaineen maks. raekoko  $d_g = 16 \text{ mm}$
- raudoitus B500B
- haat T8
- toteutusluokka 2

Mitoitusmomentti  $M_{Ed} = 400 \text{ kNm}$

Momentin 0-kohtien väli  $L_0 = 5,50 \text{ m}$

**Ratkaisu:**

Materiaaliominaisuudet:

$$f_{cd} = 17 \text{ MPa}$$

$$f_{yd} = 435 \text{ MPa}$$

Poikkileikkaussuureet:

Arvioidaan tankopaksuus  $T = 25 \text{ mm}$

Tehollinen korkeus  $d$ :

$$d = h - c_{nom} - 1,1\Phi_h - \frac{1,1\Phi}{2} = 547mm; \text{valitaan } d = 520mm$$

Laattapalkin mitat:

$$b_1 = \frac{b - b_w}{2} = 1360mm$$

symmetrinen poikkileikkaus  $b_1 = b_2 = 1360 \text{ mm}$

Puristuslaipan tehollinen leveys:

$$b_{eff,i} = \min \begin{cases} 0,2b_i + 0,1L_0 \\ 0,2L_0 \\ b_i \end{cases} = \min \begin{cases} 1360mm \\ 822mm \\ 1100mm \end{cases}$$

symmetrinen poikkileikkaus  $b_{eff,1} = b_{eff,2}$

$$b_{eff} = b_{eff,1} + b_{eff,2} + b_w = 1924 \text{ mm}$$

### Mitoitus:

Suhteellinen momentti:

$$\mu = \frac{M_{Ed}}{\eta f_{cd} b_{eff} d^2} = \frac{0,400MNm}{1,0 * 17 \frac{MN}{m^2} * 1,924m * (0,52m)^2} = 0,045 < \mu_{bd} = 0,372$$

Puristuspinnan suhteellinen korkeus:

$$\beta = 1 - \sqrt{1 - 2\mu} = 1 - \sqrt{1 - 2 * 0,045} = 0,046 < \beta_{bd} = 0,493$$

$\Leftrightarrow$  *Rauditus myötää murtotilassa*

Verrataan puristusvyöhykkeen korkeutta laatan paksuuteen:

$$\beta d = 0,046 * 520mm = 24,1mm \leq h_f = 150mm$$

>laattapalkki lasketaan suorakaidepoikkileikkauksena:

Vaadittu vetorausitusmäärä:

$$A_{s,vaad} = \beta b_{eff} d \frac{\eta f_{cd}}{f_{yd}} = 0,046 * 1924mm * 520mm \frac{1,0 * 17MPa}{435MPa} = 1799mm^2$$

Valitaan rauditus 4 T25;

$$A_{s,tot} = 1963 \text{ mm}^2$$

#### 4.5.4 Laattapalkin laatan ja uuman välinen rajapinta

Palkin uuman ja laipan välinen leikkautuminen estetään laippaan sijoitettavalla poikittaisella raudoituksella. Laattapalkissa taivutuskestävyyden edellyttämän laatasta vaikuttavan puristusvoiman on siirryttävä palkin uumalle voimatasapainon säilyttämiseksi. Laattapalkin laatan ja uuman välistä yhteistoimintaa ylläpitää rajapinnan leikkauskestävyys.

Laatan ja uuman välisen rajapinnan pituussuuntaiset leikkausjännitykset aiheuttavat laattaan vinohalkeilua. Laattapalkin laatta tulee raudoittaa palkin poikittaissuunnassa riittävän leikkauskestävyyden saavuttamiseksi. Liitoksen pituussuuntainen leikkausjännitys laippaa kohden  $V_{Ed}$  symmetrisessä poikkileikkauksessa lasketaan kaavalla:

(51)

$$V_{Ed} = \frac{\Delta M_{Ed}}{2\Delta x} \frac{1}{z}$$

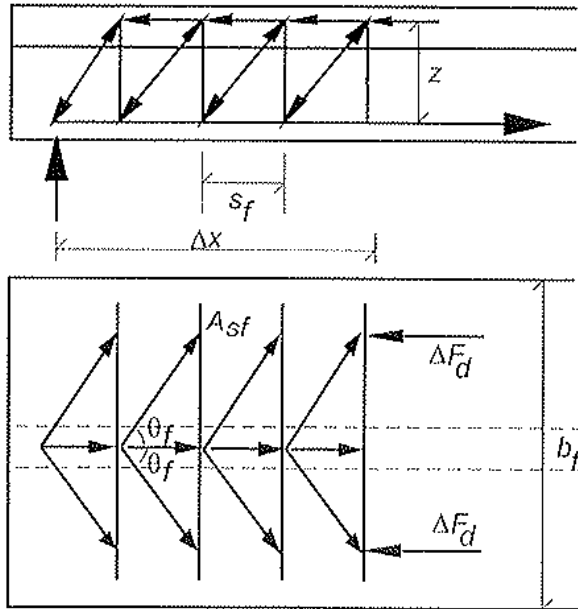
missä,

$\Delta M_{Ed}$  momentin muutos matkalla  $\Delta x$

$\Delta x$  tarkastelupituus, enintään puolet momentin maksimikohdan ja momentin nollakohdan välisestä pituudesta

Tässä varmalla puolella olevassa likimääräismenettelyssä ajatellaan, että koko työntövoima välittyy laipoille. Rakenne ajatellaan symmetriseksi, joten jakajaan on saatu arvo 2.

Laipan leikkauslujuus voidaan laskea tarkastelemalla laippaa betonisten puristussauvojen ja poikittaisen raudoituksen muodostamana ristikkona. Laipan leikkaustarkastelussa eurokoodin mukaan käytetään hyväksi vain leikkausraudoituksen lujuus (kuva 25).



Kuva 25. Laatan vinohalkeilusta seuraava ristikkomekanismi.

Laattapalkin poikittaisraudoitus  $A_{sf}$  pituusyksikköä kohti määritetään kaavalla:

(52)

$$\frac{A_{sf} f_{yd}}{s_f} \geq \frac{V_{Ed}}{\cot \theta_f}$$

missä,

$A_{sf}$  poikittaisraudoituksen ala välillä  $s_f$

Poikittaisen taivutuksen ja laipan ja uuman välisen leikkautumisen yhteisvaikutuksessa on poikittaisraudoitukseksi valittava joko edellisen kaavan määräämä raudoitus tai puolet tästä määrästä ja poikittaisen taivutuksen edellyttämä raudoitus, riippuen siitä kumpi antaa suuremman arvon. Laattapalkin laipan leikkautumisen voimatasapaino (kuva 26).

Jotta laipassa ei tapahtuisi vinoa puristusmurtoa, on myös seuraavan kaavan mukaisen ehdon toteuduttava:

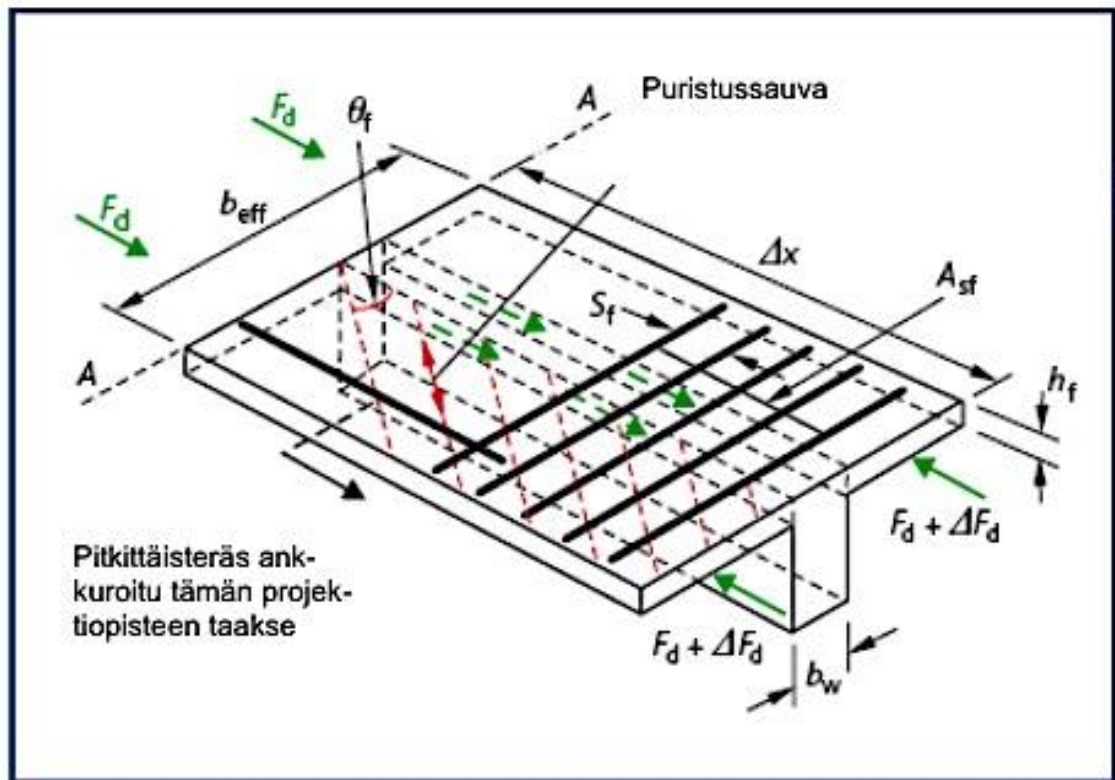
(53)

$$V_{Ed} \leq v f_{cd} h_f \sin \theta_f \cos \theta_f$$

Suureen  $\cot \theta_f$  sallitut arvot ovat:

$1,0 \leq \cot \theta_f \leq 2,0$  puristuslaipoissa ( $45^\circ \leq \theta_f \leq 26,5^\circ$ )

$1,0 \leq \cot \theta_f \leq 1,25$  vetolaipoissa ( $45^\circ \leq \theta_f \leq 38,6^\circ$ )



Kuva 26. Laattapalkin laipan leikkautumisen voimatasapaino. Voiman  $\Delta F$  sijainti on tässä EC2:n kuvassa piirretty uuman viereisten laatan osuuksien keskelle. (Betoniteollisuus, betonirakenteiden suunnittelu eurokoodin mukaan, osa 4)

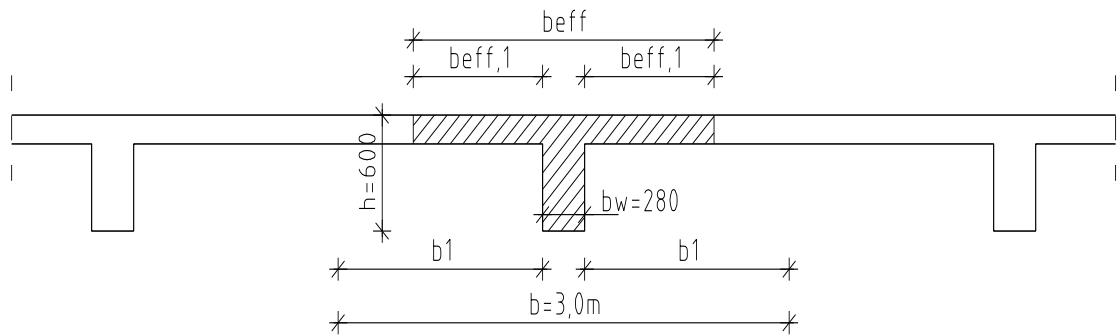
### Esimerkki laattapalkki, uuman ja laippojen välinen leikkautuminen.

Mitoita laattapalkin taivutusraudoitus seuraavilla lähtöarvoilla:

- palkkien k/k väli  $b = 3,0 \text{ m}$
- palkin korkeus  $h = 600 \text{ mm}$
- laatan paksuus  $h_f = 150 \text{ mm}$
- palkin uuman leveys  $b_w = 280 \text{ mm}$
- betonipeite  $c_{nom} = 30 \text{ mm}$
- betonin lujuusluokka C30/37
- runkoaineen maks. raekoko  $d_g = 16 \text{ mm}$
- raudoitus B500B
- haat T8
- toteutusluokka 2

Mitoitusmomentti  $M_{Ed} = 400 \text{ kNm}$

Momentin 0-kohtien väli  $L_0 = 5,50 \text{ m}$



### Ratkaisu:

Materiaaliominaisuudet:

$$f_{cd} = 17 \text{ MPa}$$

$$f_{yd} = 435 \text{ MPa}$$

$$\Delta x = \frac{5500 \text{ mm}}{4} = 1375 \text{ mm}$$

$$\Delta M_{Ed} = 0,75 * 400 \text{ kNm} = 300 \text{ kNm}$$

$\Delta M_{Ed, \max} = 400 \text{ kNm}$  palkin keskipisteen ja tukipisteen välillä. Tästä momentinmuutoksesta tasaisen kuormituksen leikkausvoimakuvion mukaisesti 75 % syntyy lähellä tukea sijaitsevalla palkin jännevälin neljäsosan matkalla. Täten saadaan  $\Delta M_{Ed} = 0,75 * 400 \text{ kNm} = 300$ , matkalla  $\Delta x = 1375 \text{ mm}$ .

Pituussuuntainen leikkausjännitys:

$$V_{Ed} = \frac{\Delta M_{Ed}}{2 \Delta x} \frac{1}{z} = \frac{300 \text{ kNm}}{2 * 1,375 \text{ m}} \frac{1}{0,534 \text{ m}} = 204 \text{ kN/m}$$

Valitaan kulma  $26,5^\circ > \cot \theta_f = 2,0$

$$\frac{A_{sf}}{s_f} = \frac{V_{Ed}}{\cot \theta_f f_{yd}} = \frac{204000 \text{ N}}{2,0 * \frac{435 \text{ N}}{\text{mm}^2}} = 235 \frac{\text{mm}^2}{\text{m}}$$

Valitaan rauditus T8 k200;

$$A_{s, \text{tot}} = 251,5 \text{ mm}^2 / \text{m}$$

Tarkastetaan ehto:

$$V_{Ed} \leq v f_{cd} h_f \sin \theta_f \cos \theta_f$$

$$v = 0,6 \left( 1 - \frac{f_{ck}}{250} \right) = 0,6 \left( 1 - \frac{30 \text{ MPa}}{250 \text{ MPa}} \right) = 0,528$$

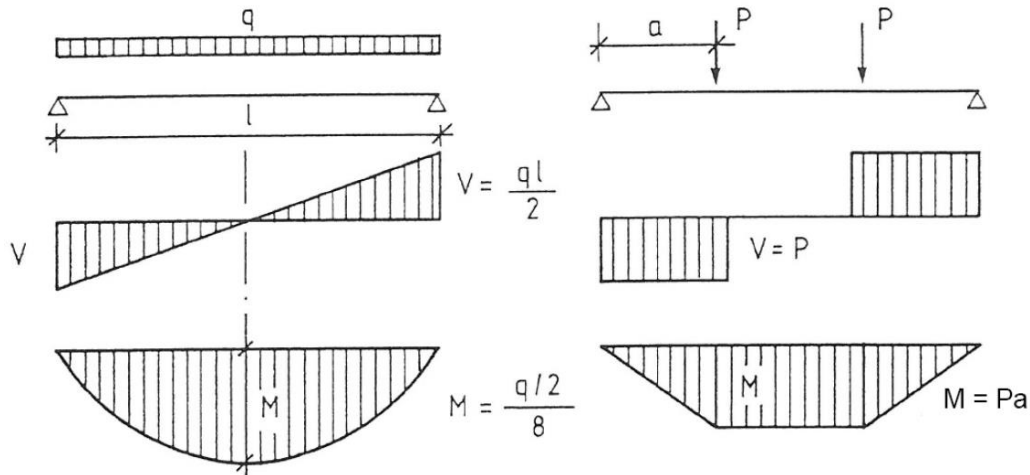
$$\begin{aligned} V_{Ed} &= v f_{cd} h_f \sin \theta_f \cos \theta_f = 0,528 * 17 \text{ MPa} * 150 \text{ mm} * \sin 26,5^\circ * \cos 26,5^\circ \\ &= 537,6 \text{ kN/m} \end{aligned}$$

$$V_{Ed} \leq v f_{cd} h_f \sin \theta_f \cos \theta_f \gg 204 \text{ kN/m} < 537,6 \text{ kN/m}$$

## 4.6 Leikkausmitoitus

### 4.6.1 Homogeenisesta aineesta tehty palkki

Palkkiin vaikuttava kuormitus aiheuttaa siihen useimmiten taivutusmomentin lisäksi myös leikkausvoiman (kuva 27). Homogeenisesta aineesta tehdyssä palkissa syntyy tällöin jännitystila, jossa pääjännitykset ovat vinossa asennossa palkin akseliin nähden (kuva 28).

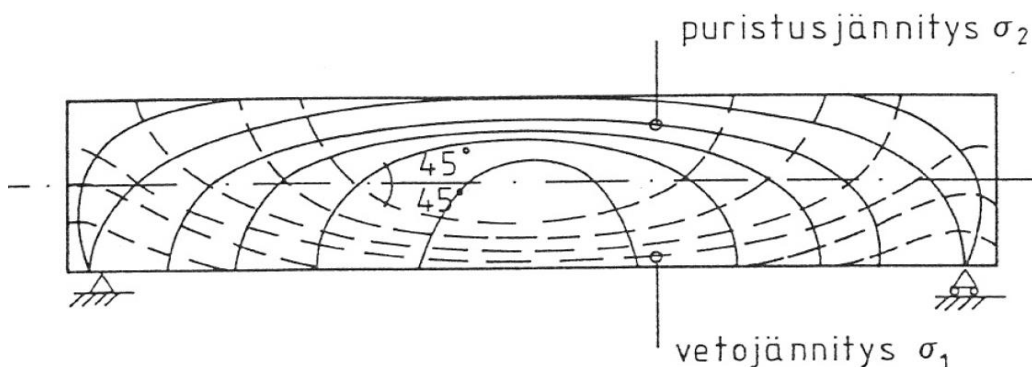


Kuva 27. Yksiaukkoisen palkin leikkausvoima- ja momenttikuvioita.

Neutraaliakselilla  $\sigma_x = 0$ , jolloin  $\phi = 45^\circ$ . Kuvassa 28 on esitetty tasaisesti kuormitetun palkin pääjännitysten suuntaviivat. Kuvan mukaan jännevälin keskellä, jossa leikkausvoimaa ei ole, ovat sekä vetojännitys  $\sigma_1$  että puristusjännitys  $\sigma_2$  palkin akselin suuntaisia. Ne määräävät palkin mitoituksen taivutukselle.

Tuelle päin siirryttäessä pääjännitysten suunta poikkeaa leikkausvoiman vaikutuksesta palkin akselin suunnasta. Palkin neutraaliakselilla, jossa normaali-jännitys  $\sigma_x = 0$ , ovat pääjännitykset lukuarvoltaan yhtä suuret, kuin akselilla vaikuttava leikkausjännitys. Teräsbetonipalkin klassinen mitoitusmenetelmä leikkausvoimalle perustuu olettamukseen, että teräsbetonipalkki toimii samoin kuin homogeenisesta aineesta tehty palkki, jolloin päävetojännitykset otetaan vastaan teräksillä. Koska leikkausjännitykset ovat neutraaliakselilla yhtä suuria kuin päävetojännitykset, voimme puhua leikkausmitoituksesta, vaikka itse asiassa teräsbetonipalkin kohdalla leikkausterästen laskeminen suoritetaan päävetojännitysten mukaan.





Kuva 28. Pääjännitysten suunnat tasaisen kuorman kuormittamassa homogeenisessa suorakaidepalkissa. (Luentomoniste RTEK-3210, Teräsbetonirakenteet, Lindberg, Kerokoski 2009)

#### 4.6.2 Mitoittava leikkausvoima

Suurimmat leikkausvoiman arvot syntyvät tuille. Pääasiassa tasaisesti jakautuneen kuorman kuormittamien rakenneosien leikkausvoiman mitoitusarvoa ei tarvitse tarkastella mittaa  $d$  lähempänä tuen reunasta. Mahdollisesti tarvittava leikkausraudoitus jatketaan tuelle.

Kun kuorma vaikuttaa lähellä poikkileikkauksen alareunaa, poikkileikkaus varustetaan leikkausvoiman vaatiman leikkausraudoituksen lisäksi riittävällä ripustusraudoituksella, jolla kuorma siirretään poikkileikkauksen yläosan varaan. Tämä tarkastelu tehdään esimerkiksi leukapalkeille.

#### 4.6.3 Leikkausraudoitetun palkin mitoitus

Eurokoodi 2:ssa rakenteet luokitellaan leikkauskestävyyden suhteen sen mukaan, tarvitaanko niissä leikkausraudoitusta vai ei. Leikkausraudoitusta ei tarvitse olla rakenteissa, joissa kuormien poikittainen uudelleen jakautuminen on mahdollista, esimerkiksi laatoissa. Kuormien poikittainen uudelleen jakaantuminen tarkoittaa sitä, että rakenne ei menetä kokonaan kantokykyään paikallisen vaurion seurauksena vaan muu osa rakenteesta kantaa osan kuormasta.

Myös merkitykseltään vähäisistä rakenneosista, kuten alle 2 metrin jänteellä olevista ylityspalkeista voidaan leikkausraudoitus jättää pois. Leikkauskestävyyden osoittamiseksi määritellään seuraavat merkinnät:

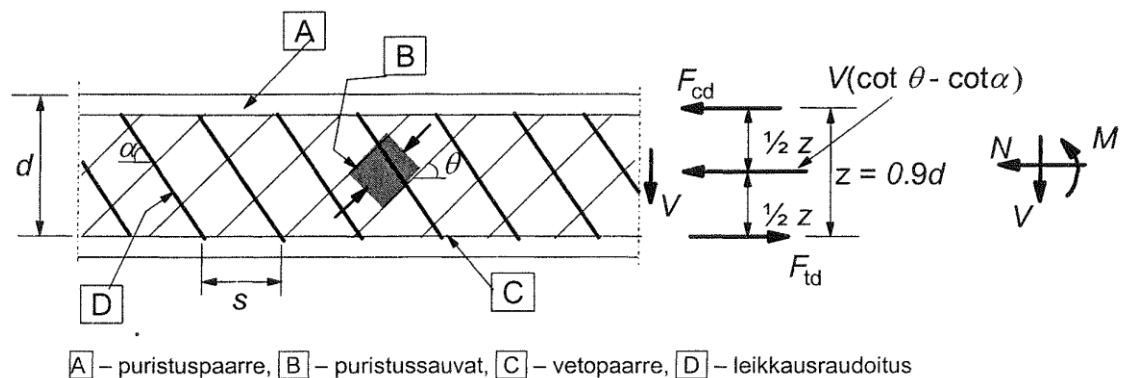
$V_{Ed}$	leikkausvoiman mitoitusarvo, joka aiheutuu ulkoisesta kuormasta
$V_{Rd,c}$	leikkausraudoittamattoman rakenteen leikkauskestävyys, mitoitusarvo
$V_{Rd,s}$	leikkausraudoituksen myötäämiseen perustuva leikkauskestävyyden mitoitusarvo
$V_{Rd,max}$	leikkauskestävyyden yläraja, joka perustuu betonin puristumurtumiseen

Leikkausraudoitettu rakenne mallinnetaan ristikkomenetelmällä, jossa on kaksi mitoitusehtoa:

- leikkausraudoituksen myötöehto
- vinon puristussauvan murtoehto

Ristikkomenetelmässä teräsbetonirakenteen sisällä ajatellaan toimivan ristikko, jonka vetosauvana toimii raudoitus ja puristussauvoina betoni. Leikkausraudoitus toimii uuman vetosauvoina ja pääraudoitus paarteen vetosauvana. Puristuspaarteenä toimii palkin puristusvyöhyke ja uuman puristussauvoina betoniset puristussauvat. Puristussauvojen kaltevuus ( $\theta$ ) riippuu leikkausraudoituksen määrästä (kuva 29).

Paikoissa, joissa  $V_{Ed} \leq V_{Rd,c}$  ei tarvita laskennallista leikkausraudoitusta. Alueet, joissa  $V_{Ed} > V_{Rd,c}$ , varustetaan riittävällä leikkausraudoituksella.



Kuva 29. Leikkausraudoitetun rakenteen ristikkomalli. (Luentomoniste RTEK-3210, Teräsbetonirakenteet, Lindberg, Kerokoski 2009)

Kuvan 29 kriittisessä vinossa leikkauksessa kehittyy leikkausraudoitukseen myötöhetkellä voima

(54)

$$F_{R,sw} = f_{ywd} \frac{A_{sw}}{s} z (\cot\theta + \cot\alpha)$$

Voima on leikkausraudoituksen suuntainen. Tämän voiman pystykomponentin ( $V_{Rd,s}$ ) pitää olla vähintään yhtä suuri kuin leikkauksessa vaikuttava leikkausvoima ( $V_{Ed}$ ).

(55)

$$V_{Rd,s} = f_{ywd} \frac{A_{sw}}{s} z (\cot\theta + \cot\alpha) \sin\alpha \geq V_{Ed}$$

Kun käytetään leikkausraudoituksena pystyhakoja yksinkertaistuu yhtälö muotoon:

(56)

$$V_{Rd,s} = f_{ywd} \frac{A_{sw}}{s} z \cot\alpha \geq V_{Ed}$$

Sisäisen momenttivarren arvona leikkausmitoituksessa käytetään arvoa

(57)

$$z = 0,9d$$

Mitoituksessa suunnittelija voi valita kulman  $\theta$  arvon väliltä  $45^\circ \geq \theta \geq 21,8^\circ$ , joka kulman kotangenttina vastaa väliä  $1 \leq \cot\theta \leq 2,5$ . Valinnalla on suuri merkitys vaadittavaan leikkausraudoitusmäärään. Jäljempänä käsitellään kulman vaikutusta puristusmurtokestävyyteen ja vaadittavaan pääraudoituksen ankkurointivoimaan. Kaikissa tarkasteluissa on käytettävä samaa kulman arvoa.

Uuman puristusmurtokestävyys asettaa ylärajan palkin leikkauskestävyydelle. Kuvassa 32 a on esitetty uuman puristusmurtokestävyyden laskentamalli pystyhakoja käytettäessä. Malli perustuu kulman  $\theta$  kaltevuudessa olevan puristussauvan kestävyys. Puristussauvan mitat saadaan geometriasta, toisessa suunnassa sauvan leveys on sama kuin palkin uuman leveys ( $b_w$ ) ja toisessa suunnassa ( $z \cos\theta$ ). Puristussauvan puristuslujuutta alennetaan ns. halkeilleen betonin lujuuden pienennyskertoimella  $v$ , joka on 0,6 kun  $f_{ck} \leq 60$  MPa.

Vinon puristussauvan puristuskestävyys on

(58)

$$F_{Rd,c} = v f_{cd} b_w z \cos \theta$$

Tämän pystykomponentti on palkin uuman puristumurtokestävyys (kuva 30).

(59)

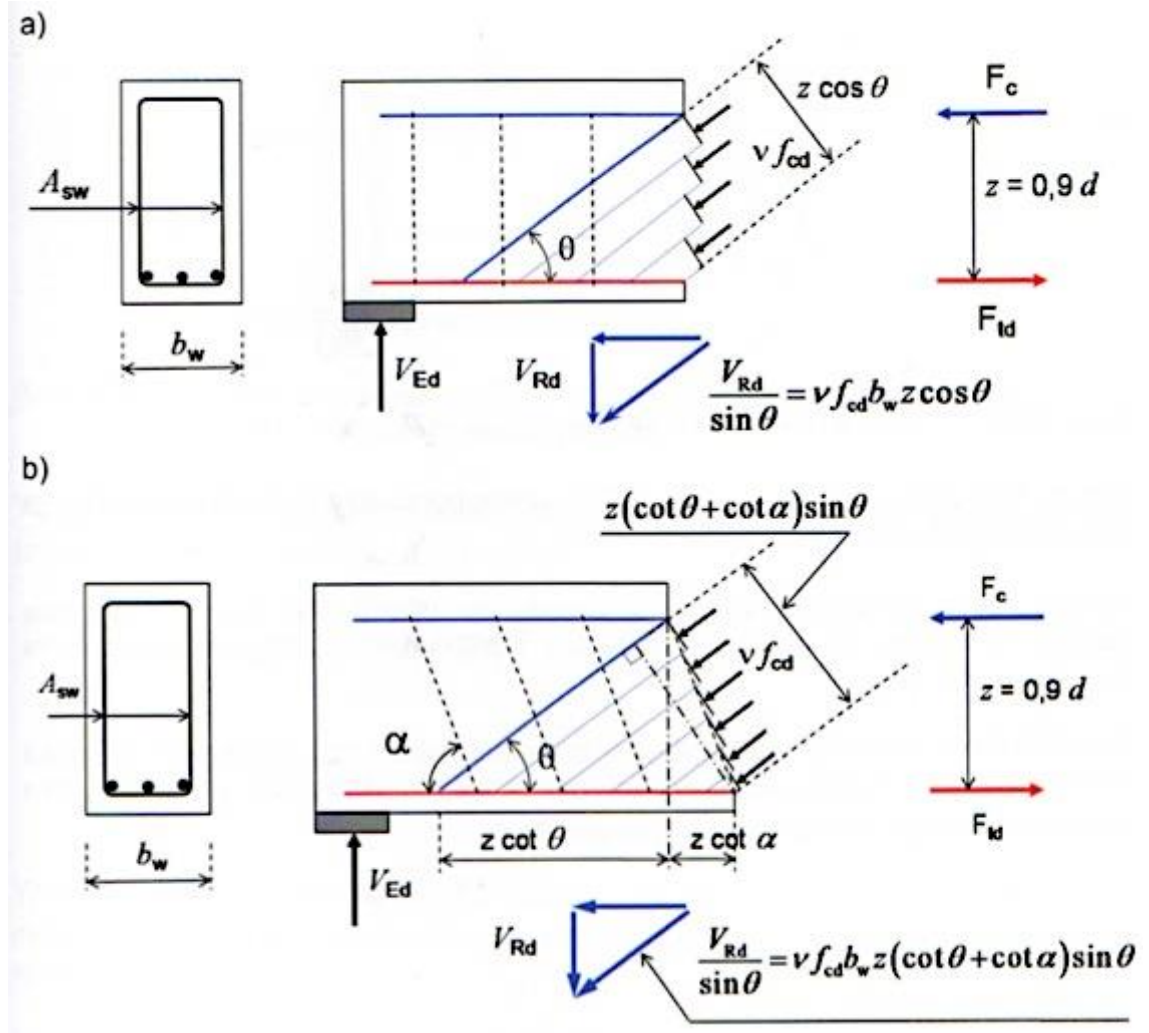
$$V_{Rd,max} = v f_{cd} b_w z \cos \theta \sin \theta$$

Kun tehdään muunnos:  $\cos \theta \sin \theta = \frac{1}{\tan \theta + \cot \theta}$ ,

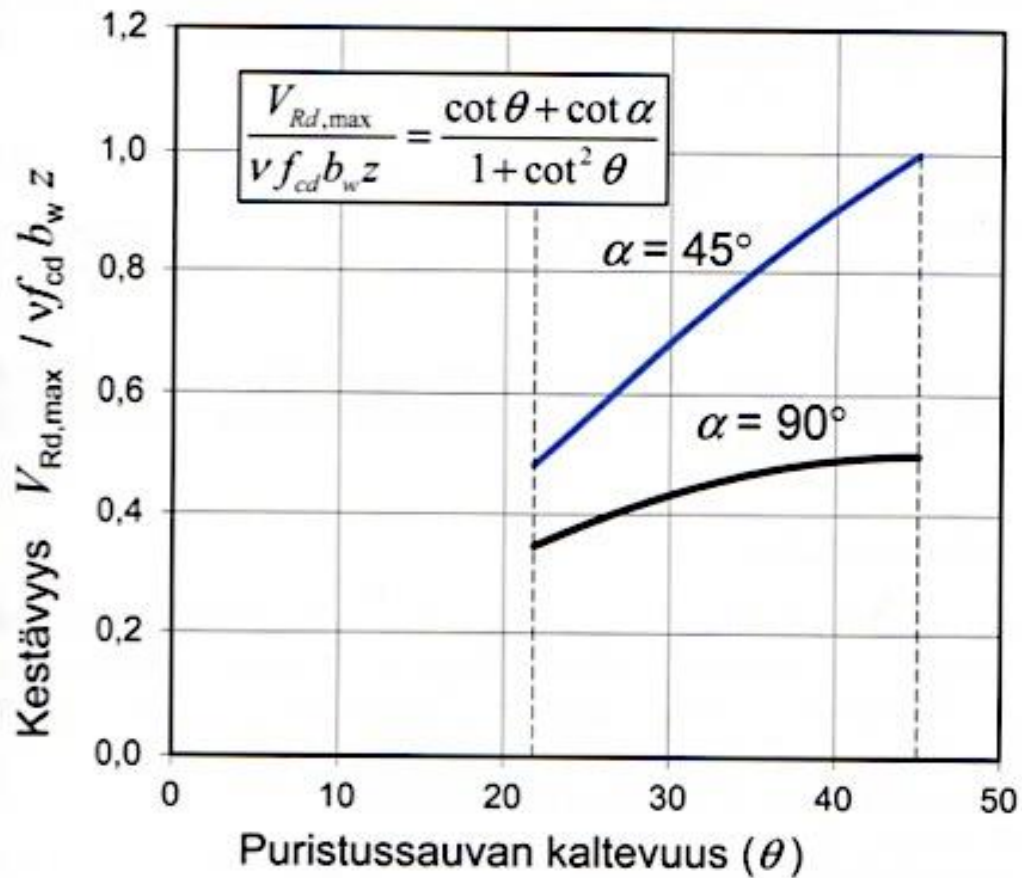
saadaan mitoitusyhtälö EC2:ssa esitetystä muodosta

(60)

$$V_{Rd,max} = \frac{v f_{cd} b_w z}{\tan \theta + \cot \theta}$$



Kuva 30. Puristussauvan kestävyyslaskenta. a) pystyhaat b) vinohaat. (By 211/2013)



Kuva 33. Puristussauvan kaltevuuden ja hakojen kaltevuuden vaikutus leikkauskestävyyden maksimiarvoon. (By 211/2013)

### Laskentaprosessi: Leikkausmitoitus

Leikkausmitoitustehtävässä tiedetään ulkoisen kuorman aiheuttamat rasitukset. Poikkileikkauksen mitat ja betonin lujuusluokka on valittu alustavassa mitoituksessa ja maksimimomentin kohdan pääraudoitus on valittu taivutusmitoituksessa. Näiden pohjalta tunnetaan:

- ulkoisten kuormien aiheuttama leikkausvoiman mitoitusarvo  $V_{Ed}$
- poikkileikkauksen mitat  $b$ ,  $b_w$  ja  $d$
- betonin lujuuden mitoitusarvo  $f_{cd}$  ja lujuuden pienennyskerroin  $v$

Valitaan hakojen kaltevuus  $\alpha$ , tavallisesti käytetään pystyhakoja eli  $\alpha=90^\circ$ .

Valitaan puristussauvan kaltevuus väliltä  $21,8^\circ \leq \theta \leq 45^\circ \Rightarrow 1,0 \leq \cot \theta \leq 2,5$ .

Kulman arvona voi käyttää alaraja-arvoa ellei puristusmurtoehto vaadi suurempaa arvoa. Ankkurointimitoitus voi tulla kriittiseksi pienillä kulman arvoilla ja siitä syystä kulmaa voidaan joutua myöhemmässä vaiheessa suurentamaan.

Leikkausraudoituksen mitoitusyhtälö on:

$$V_{Rd,s} \geq V_{Ed} \quad (61)$$

Vaadittava leikkausraudoitus lasketaan yhtälöstä:

$$\frac{A_{sw}}{s} = \frac{V_{Ed}}{z f_{ywd} \cot \theta} \quad (62)$$

Valitaan leikkausraudoituksen tankopaksuus ja leikkeisyys. Lasketaan  $A_{sw}$  ja ratkaistaan hakaväli.

$$s \leq \frac{A_{sw}}{V_{Ed}} z f_{ywd} \cot \theta \quad (63)$$

Lasketaan uuman puristusmurtokestävyys

$$V_{Rd,max} = \frac{v f_{cd} b_w z}{\tan \theta + \cot \theta} \quad (64)$$

Tarkistetaan puristusmurtoehto

$$V_{Rd,max} \geq V_{Ed} \quad (65)$$

Jos ehto ei toteudu:

- suurennetaan poikkileikkausta
- lisään betonin lujuutta
- suurennetaan kulmaa  $\theta$ , jos se oli laskelmissa  $\leq 45^\circ$

ja tehdään mitoitus uudelleen.

Jos ehto toteutuu, jatketaan leikkausraudoituksen mitoitusta.

Tarkistetaan leikkausraudoituksen vähimmäismäärä ja maksimi hakaväli.

Leikkausraudoituksen vähimmäisarvo pystyhaoilla on:

(66)

$$\frac{A_{sw}}{s} \geq 0,08 b_w \left( \frac{\sqrt{\frac{f_{ck}}{MPa}}}{\frac{f_{yk}}{MPa}} \right)$$

josta saadaan vähimmäisarvoa vastaava hakaväli

(67)

$$s \leq \frac{A_{sw}}{0,08 b_w} \frac{\frac{f_{yk}}{MPa}}{\sqrt{\frac{f_{ck}}{MPa}}}$$

Suurin sallittu hakaväli on:

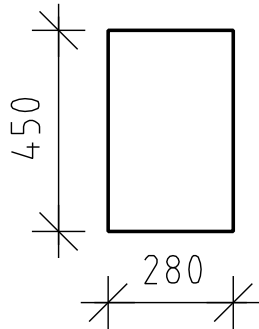
(68)

$$s_{max} = 0,75d(1 + \cot\alpha)$$

**Esimerkki, palkin leikkausraudoitus.**

Yksiaukkoinen vapaasti tuettu palkki:

Mitoita suorakaidepalkin leikkausraudoitus.



Palkin korkeus	450mm
Palkin leveys	280mm
Palkin jänneväli	5500mm
Betonipeite	$c_{nom}=20\text{mm}$
Betonin lujuusluokka	C25/30
Runkoaineen maksimi raekoko	$d_g=16\text{mm}$
Raudoitus	B500B
Toteutusluokka	2
Materiaaliosavarmuusluvut	$\gamma_c = 1,50 \quad \gamma_s = 1,15$

Lujuusarvot:

$$\lambda = 0,80$$

$$\eta = 1,0$$

$$\alpha_{cc} = 0,85; \alpha_{ct} = 1,0$$

$$f_{cd} = \alpha_{cc} \frac{f_{ck}}{\gamma_c} = 0,85 \frac{25\text{MPa}}{1,5} = 14,17\text{MPa}$$

$$f_{ctd} = \alpha_{ct} \frac{f_{ctk,0.05}}{\gamma_c} = 1,0 \frac{1,8\text{MPa}}{1,5} = 1,2\text{MPa}$$

$$f_{yd} = \frac{f_{yk}}{\gamma_s} = \frac{500\text{MPa}}{1,15} = 435\text{MPa}$$

Mitoita edellä esitetty suorakaidepalkki leikkaukselle, kun leikkausrasituksen mitoitusarvo on  $V_{Ed} = 130,4 \text{ kN}$

Tuelle tuodaan taivutusraudoitusta 4 T20.



**Ratkaisu:**

Poikkileikkaussuureet:

Tehollinen korkeus d:

$$d = h - c_{nom} - 1,1\Phi_h - \frac{1,1\Phi}{2} = 450mm - 20mm - 1,1 * 8mm - \frac{1,1 * 20mm}{2} = 410 mm$$

Sisäinen momenttivarsi:

$$z = 0,90d = 0,90 * 410mm = 369mm$$

**MITOITUS:**

Valitaan hakojen kaltevuus	$\alpha = 90^\circ$
Valitaan puristussauvan kaltevuus	$\theta = 21,8^\circ$
Valitaan hakatankojen paksuus	$\Phi_h = 8 mm$
Hakojen leikkeisyys	$n_h = 2$
Hakojen poikkipinta-ala	$A_{sw} = 2 * 50,3 mm^2 = 100,6 mm^2$

Hakaväli:

$$s \leq \frac{A_{sw}}{V_{Ed}} z f_{ywd} \cot \theta$$

$$s \leq \frac{100,6mm^2}{130400 N} 369 mm * 435 \frac{N}{mm^2} * 2,5 = 309,6 mm$$

Minimi hakavaatimuksen mukainen hakaväli (T8):

$$s \leq \frac{A_{sw}}{0,08 b_w} \frac{\frac{f_{yk}}{MPa}}{\sqrt{\frac{f_{ck}}{MPa}}}$$

$$s \leq \frac{100,6mm^2}{0,08 * 280 mm} \frac{500}{\sqrt{25}} = 449 mm$$

Suurin sallittu hakaväli:

$$s_{max} = 0,75d(1 + \cot \alpha) = 0,75 * 410 mm (1 + 0) = 307,5 mm$$

Valitaan leikkausraudoitus:

T8 k300

**LEIKKAUSKESTÄVYYDEN YLÄRAJA: (puristusmurtokestävyys)**

$$v = 0,6$$

$$V_{Rd,max} = \frac{vf_{cd}b_wz}{\tan\theta + \cot\theta}$$

$$V_{Rd,max} = \frac{0,6 * 14,17 \frac{N}{mm^2} * 280 \text{ mm} * 369 \text{ mm}}{\frac{1}{2,5} + 2,5} = 302,9 \text{ kN}$$

**TULOS:**

Valitulla puristussauvan kaltevuudella ( $\theta = 21,8^\circ$ ) saadaan:

Leikkausraudoitus: T8 k300

Leikkauskestävyyden yläraja:  $V_{Rd,max} = 302,9 \text{ kN} > V_{Ed} = 130,4 \text{ kN}$

**Laskentaprosessi: Leikkauskestävyys**

Analyysitehtävässä voidaan laskea tunnetun palkin leikkauskestävyys. Tehtävässä tunnetaan rakenteen mitat ja materiaalit eli:

- poikkileikkauksen mitat
- betonin lujuuden mitoitusarvo
- leikkausraudoituksen määrä ja laatu sekä hakaväli
- tuelle ankkuroitava raudoituksen määrä ja sijainti
- tukileveys

Laskennan tuloksena saadaan leikkauskestävyys  $V_{Rd}$ . Tehtävään ei liity varsinaisesti mitoitusyhtälöä. Kestävyyden laskennan jälkeen voidaan tulosta verrata tunnettuun rasitukseen  $V_{Ed}$  ja laskea sen perusteella käyttöaste:

(69)

$$Käyttöaste = \frac{V_{Ed}}{V_{ER}} * 100\%$$

Käyttöasteen perusteella voidaan tehdä päätöksiä rakenteen kestävyydestä tai mahdollisesta vahvistamisesta.

Puristussauvan kaltevuus on:

$$\theta = \arccot \left( \sqrt{\frac{vf_{cd}}{f_{ywd}} \frac{sb_w}{A_{sw} \sin \alpha} - 1} \right) \quad (70)$$

$\theta$ :n arvon tulee kuitenkin olla välillä  $21,8^\circ \leq \theta \leq 45^\circ$ .

Pystyhaoilla kestävyys lasketaan yhtälöstä:

$$V_{Rd,s} = f_{ywd} \frac{A_{sw}}{s} z \cot \theta \quad (71)$$

Vinohaoilla kestävyys lasketaan yhtälöstä:

$$V_{Rd} = \min \left\{ \begin{array}{l} V_{Rd,s} \\ V_{Rd,max} \end{array} \right\} = \min \left\{ \begin{array}{l} f_{ywd} \frac{A_{sw}}{s} z (\cot \theta + \cot \alpha) \sin \alpha \\ vf_{cd} b_w z \frac{\cot \theta + \cot \alpha}{1 + \cot^2 \theta} \end{array} \right. \quad (72)$$

### **Esimerkki, palkin leikkauskestävyys**

Palkin mitat ja materiaalit samat kuin edellisessä esimerkissä.

Lisäksi palkissa leikkausraudoitus: 2-leikkeiset pystyhaat T8 k200.

#### **Ratkaisu:**

Poikkileikkaussuureet:

Tehollinen korkeus d:

$$d = 410 \text{ mm}$$

Sisäinen momenttivarsi:

$$z = 0,90d = 0,90 \cdot 410 \text{ mm} = 369 \text{ mm}$$

Leikkausraudoituksen pinta-ala:

$$A_{sw} = 100,6 \text{ mm}^2$$

### PURISTUSSAUVAN KALTEVUUS:

$$\theta = \arccot \left( \sqrt{\frac{vf_{cd}}{f_{ywd}} \frac{sb_w}{A_{sw} \sin \alpha} - 1} \right) = \arccot \left( \sqrt{\frac{0,54 * 14,17 \frac{N}{\text{mm}^2} 200 \text{ mm} * 280 \text{ mm}}{435 \frac{N}{\text{mm}^2} 100,6 \text{ mm}^2} - 1} \right)$$

$$\theta = \arccot(2,97) = 18,6^\circ$$

Kaltevuuskulman  $\theta$  pitää olla välillä  $21,8^\circ \leq \theta \leq 45^\circ$ . Esimerkissä kulma jää alle raja-arvon, määräävänä raja-arvona tulee pitää alarajaa  $21,8^\circ$ , jolloin  $\cot 21,8^\circ = 2,5$ .

### KESTÄVYYS:

Leikkausraudoituksen antama leikkauskestävyys:

$$V_{Rd,s} = f_{ywd} \frac{A_{sw}}{s} z (\cot \theta + \cot \alpha) \sin \alpha = 435 \frac{N}{\text{mm}^2} \frac{100,6 \text{ mm}^2}{200 \text{ mm}} * 369 \text{ mm} * 2,5 = 201,8 \text{ kN}$$

Puristusmurtokestävyys:

$$V_{Rd,max} = vf_{cd} b_w z \frac{\cot \theta + \cot \alpha}{1 + \cot^2 \theta} = 0,6 * 14,17 \frac{N}{\text{mm}^2} * 280 \text{ mm} * 369 \text{ mm} \frac{2,5}{1 + 2,5^2} = 302,9 \text{ kN}$$

$$V_{Rd} = \min \left\{ V_{Rd,s} \right. = \min \left\{ 201,8 \text{ kN} \right.$$

$$\left. V_{Rd,max} \right\} = \min \left\{ 302,9 \text{ kN} \right.$$

#### 4.6.4 Leikkausraudoittamattoman palkin mitoitus

Tyypillinen murtotapa leikkausraudoittamattomalle teräsbetonirakenteelle on leikkaus-taivutusmurto. Tälle murtotavalle ei ole fysikaaliseen toimintaan perustuvaa laskenta-mallia, vaan laskentayhtälöt on kehitetty kokeellisesti.

Leikkauskestävyyden mitoitusarvo lasketaan empiirisellä kaavalla:

$$V_{Rd,c0} = \frac{0,18}{\gamma_c} b_w d k \left( 100 \rho_L \frac{f_{ck}}{MPa} \right)^{1/3} MPa \quad (73)$$

missä,

$$k = 1 + \sqrt{\frac{200mm}{d}} \leq 2,0$$

$$\rho_L = \frac{A_{sL}}{b_w d} \leq 0,02$$

missä,

$A_{sL}$  momentin itseisarvon pienenemissuuntaan vähintään mitan ( $l_{bd} + d$ ) verran ulottuva vetoraudoituksen pinta-ala (kuva 34)

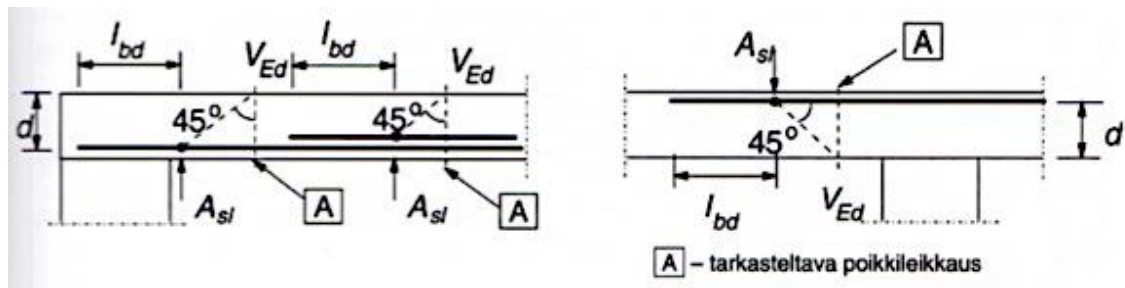
$b_w$  poikkileikkauksen pienin leveys vedetyllä korkeudella

Leikkauskestävyyden vähimmäisarvo:

$$V_{Rd,cmin} = 0,035 b_w d k^{3/2} \sqrt{\frac{f_{ck}}{MPa}} MPa \quad (74)$$

$$V_{Rd,c} = \max \begin{cases} V_{Rd,c0} \\ V_{Rd,cmin} \end{cases} \quad (75)$$

Leikkauskestävyyden perusarvo  $V_{Rd,c0}$  riippuu poikkileikkausmitoista, betonin lujuudesta ja vetoraudoitusmäärästä  $A_{sL}$ . Vetoraudoitukseen huomioidaan se määrä, joka on ankkuroitu täysin etäisyydelle  $d$  tarkasteltavasta poikkileikkauksesta (kuva 34).



Kuva 34. Vetoraudoituksen määrittelykohta. (SFS-EN1992-1-1, Eurokoodi 2)

Mitoitusehto on:

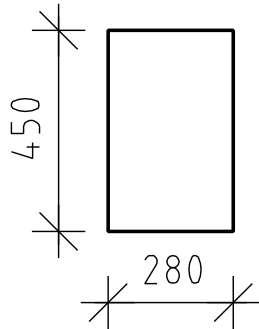
(76)

$$V_{Rd,c} \geq V_{Ed}$$

Jos ehto ei toteudu, pitää rakenteeseen mitoittaa leikkausraudoitus. Jos ehto toteutuu, rakenne kestää leikkausrasituksen ilman leikkausraudoitusta, mutta palkkiin pitää kuitenkin asentaa vähimmäisleikkausraudoitus yhtälön 66 mukaan. Vähimmäisleikkausraudoitusta ei kuitenkaan tarvita vähän kuormitetuissa pienissä palkeissa ( $L \leq 2,0\text{m}$ ) eikä laatoissa.

**ESIMERKKI:****Laske leikkausraudoittamattoman palkin leikkauskestävyys**

Yksiaukkoinen vapaasti tuettu palkki:



Palkin korkeus	450mm
Palkin leveys	280mm
Palkin jänneväli	5500mm
Betonipeite	$c_{nom}=20mm$
Betonin lujuusluokka	C25/30
Runkoaineen maksimi raekoko	$d_g=16mm$
Raudoitus	B500B
Toteutusluokka	2
Materiaaliosavarmuusluvut	$\gamma_c = 1,50$ $\gamma_s = 1,15$

Lujuusarvot:

$$\lambda = 0,80$$

$$\eta = 1,0$$

$$\alpha_{cc} = 0,85; \alpha_{ct} = 1,0$$

$$f_{cd} = \alpha_{cc} \frac{f_{ck}}{\gamma_c} = 0,85 \frac{25MPa}{1,5} = 14,17MPa$$

$$f_{ctd} = \alpha_{ct} \frac{f_{ctk,0.05}}{\gamma_c} = 1,0 \frac{1,8MPa}{1,5} = 1,2MPa$$

$$f_{yd} = \frac{f_{yk}}{\gamma_s} = \frac{500MPa}{1,15} = 435MPa$$

Pääraudoituksen 4 T20 mitoituslujuudesta on ankkuroitu tuelle 30%.

**Ratkaisu****Poikkileikkaussuureet:**

Tehollinen korkeus d:

$$d = h - c_{nom} - 1,1\Phi_h - \frac{1,1\Phi}{2} = 450mm - 20mm - 1,1 * 8mm - \frac{1,1 * 20mm}{2} = 410 mm$$

Sisäinen momenttivarsi:

$$z = 0,90d = 0,90 \cdot 410\text{mm} = 369\text{mm}$$

**Puristussauvan kaltevuus:**

Tehollinen raudoitusala:

$$A_{sL} = A_{sL0} \frac{L_{bd}}{L_{b0}} = 1257\text{mm}^2 \cdot 0,3 = 377\text{mm}^2$$

$$\rho_L = \frac{A_{sL}}{b_w d} = \frac{377\text{mm}^2}{280\text{mm} \cdot 410\text{mm}} = 0,0033$$

Korkeustekijä:

$$k = 1 + \sqrt{\frac{200\text{mm}}{d}} \leq 2,0 = 1 + \sqrt{\frac{200\text{mm}}{410\text{mm}}} = 1,70$$

Leikkauskestävyyden perusarvo:

$$V_{Rd,c0} = \frac{0,18}{\gamma_c} b_w d k \left( 100 \rho_L \frac{f_{ck}}{\text{MPa}} \right)^{1/3} \text{MPa}$$

$$V_{Rd,c0} = \frac{0,18}{1,50} \cdot 280\text{mm} \cdot 410\text{mm} \cdot 1,70 (100 \cdot 0,0033 \cdot 25)^{\frac{1}{3}} \text{MPa} = 47,3\text{kN}$$

Leikkauskestävyyden vähimmäisarvo:

$$V_{Rd,cmin} = 0,035 b_w d k^{3/2} \sqrt{\frac{f_{ck}}{\text{MPa}}} \text{MPa}$$

$$V_{Rd,cmin} = 0,035 \cdot 280\text{mm} \cdot 410\text{mm} \cdot 1,70^{\frac{3}{2}} \cdot \sqrt{25\text{MPa}} = 44,5\text{kN}$$



Leikkauskestävyys:

$$V_{Rd,c} = \max \left\{ V_{Rd,c0} \right. = \max \left\{ 47,3kN \right. \\ \left. V_{Rd,cmin} \right\} = 44,5kN = 47,3kN$$

Leikkausraudoittamattomaan palkkiin asennettava vähimmäisleikkausraudoitus. Käytetään 2-leikkeistä hakaa T6.

$$s \leq \frac{A_{sw}}{0,08 b_w \sin \alpha} \frac{\frac{f_{yk}}{MPa}}{\sqrt{\frac{f_{ck}}{MPa}}}$$

$$s \leq \frac{57mm^2}{0,08 * 280 mm * 1} \frac{500}{\sqrt{25}} = 254 mm$$

Suurin sallittu hakaväli:

$$s_{max} = 0,75d(1 + \cot \alpha) = 0,75 * 410 mm (1 + 0) = 307,5 mm$$

Valitaan ”minimihaat”: T6 k250

## 4.7 Ankkurointimitoitus

### 4.7.1 Ankkurointivaatimukset

Raudoitus täytyy ankkuroida siten, että tartuntavoimat siirtyvät raudoituksesta luotettavasti betonille tangon suuntaista halkeilua ja lohkeilua aiheuttamatta. Suurin raudoituksen tartuntalujuuteen vaikuttava tekijä on tangon pinnan laatu, joka voi olla esimerkiksi sileä tai harjatanko. Tartuntalujuuteen vaikuttaa myös raudoitteen sijainti rakenteessa, asento valusuuntaan nähden ja poikittainen jännitystila raudoitteen ympärillä.

Raudoituksen ankkurointikyvyn ajatellaan olevan verrannollinen tangon pinnalla vaikuttavaan tartuntalujuuteen  $f_{bd}$ , mikä määritetään betonin mitoitusvetolujuuden  $f_{ctd}$  avulla. Tartuntalujuuteen vaikuttavat myös tangon tartuntaolosuhteet ja tankojen halkaisija.

Ankkurointimitoitus tehdään taivutusrasitetuissa palkeissa tyypillisesti tukialueella. Raudoitukseen kohdistuva voima on suurin maksimimomentin alueella, mutta pienenee vähitellen momentin pienenemisen ja raudoituksen ja betonin välisen tartunnan vaikutuksesta.

Ristikkomallin mukaisesti puristussauvan ja myös leikkaushalkeaman kaltevuus riippuvat leikkausraudoituksen määrästä ja kaltevuudesta. Raudoitukseen kohdistuva voima  $F_{Ed}$  lasketaan yhtälöstä:

(77)

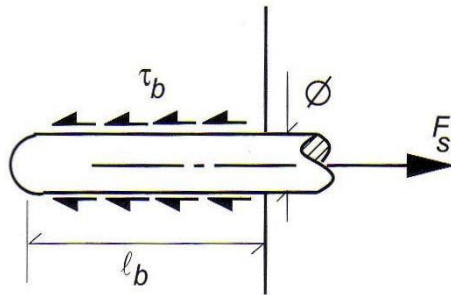
$$F_{Ed} = V_{Ed} \frac{a_l}{z} = 0,5 V_{Ed} (\cot\theta - \cot\alpha)$$

Raudoitus pitää ankkuroida tuelle siten, että raudoitukseen voi kehittyä vähintään voima  $F_{Ed}$ . Raudoitus voidaan ankkuroida suorilla tangoilla tartunnan avulla tai erillisillä ankkurointielimillä kuten koukuilla tai hitsatuilla poikittaistangoilla.

### 4.7.2 Suorien tankojen ankkurointimitoitus

Suorien tankojen ankkuroituminen perustuu tangon ja betonin välille kehittyvään leikkausjännitykseen, jota kutsutaan tartuntajännitykseksi ( $\tau_b$ ). Tartuntajännityksellä tarkoitetaan nimellistä raudoitustangon vaipalle leikkausjännitykseksi jaettua voimaa, joka tarvitaan ankkuroimaan tanko betoniin. Tartuntajännitys voidaan otaksua laskelmissa

tasaisesti tangon pituudelle jakautuneeksi koko ankkurointimatalla ( $l_b$ ) (kuva 35). Tartuntajännityksen suurinta arvoa kutsutaan tartuntalujuudeksi ( $f_b$ ).



Kuva 35. Tartuntajännitys on maksimissaan tartuntalujuuden suuruinen

Ankkuroituva voima on:

$$F_s = u_s l_b f_b$$

(78)

missä,

$u_s$  on tangon ympärysmitta

Harjaterästen tartuntalujuus lasketaan yhtälöstä:

$$f_{bd} = 2,25 \eta_1 \eta_2 f_{ctd}$$

(79)

missä,

$\eta_1$  on tartuntaolosuhteista riippuva kerroin  
 $=1,0$ ; hyvät tartuntaolosuhteet, sellaisissa betonirakenteen osissa, joissa betoni tiivistyy hyvin tangon ympärille  
 $=0,7$ ; muissa olosuhteissa, esim. yli 250 mm korkeiden laattojen ja palkkien yläosilla

$\eta_2$  on tankopaksuudesta  $\phi$  riippuva kerroin

$$= \begin{cases} 1,0, kun \phi \leq 32mm \\ \frac{132 - \phi}{100}, kun \phi > 32mm \end{cases}$$

$f_{ctd}$  on betonin vetolujuuden mitoitusarvo, enintään luokan C60/75 lujuus

Ankkurointimitoituksessa osoitetaan, että ankkurointialueella voi kehittyä vähintään yhtä suuri ankkurointivoima ( $F_{bd}$ ) kuin yhtälön 77 mukaan laskettu ankkuroitava voima  $F_{Ed}$  eli:

$$F_{bd} \geq F_{Ed} \quad (80)$$

Eurokoodissa ankkurointipituuden perusarvo lasketaan yhtälöstä:

$$l_{b,rqd} = \frac{\phi \sigma_{sd}}{4 f_{bd}} \quad (81)$$

missä,

$\phi$  on tankopaksuus

$\sigma_{sd}$  on tangossa vaikuttava normaalijännitys =  $F_{Ed} / A_s$

Ankkurointipituuden mitoitusarvo  $l_{bd}$  lasketaan suhteessa ankkurointipituuden perusarvoon yhtälöstä:

$$l_{bd} = \alpha_1 \alpha_2 \alpha_3 \alpha_4 \alpha_5 l_{b,rqd} \quad (82)$$

Kertoimet saavat arvoja välillä 0,7...1,0. Niiden määrittely on esitetty taulukossa 13. Kertoimilla  $\alpha_2$ ,  $\alpha_3$  ja  $\alpha_5$  pienennetään suorien tankojen ankkurointipituutta. Kertoimella  $\alpha_1$  otetaan huomioon koukkujen ja lenkkien vaikutus ja kertoimella  $\alpha_4$  hitsatun poikittangon vaikutus. Pienennyskertoimia on tarpeen käyttää vasta sitten, kun ankkurointipituus ei riitä ilman niitä.

Taulukko 13. Ankkurointipituuden pienennyskertoimien arvot. (Luentomoniste RTEK-3210, Teräsbetonirakenteet, Lindberg, Kerokoski 2009)

vaikuttava tekijä	ankkurointityyppi	betoniteräs	
		vetoteräs	puristusteräs
tankojen muoto	suora	$\alpha_1 = 1,0$	$\alpha_1 = 1,0$
	ei suora	$\alpha_1 = 0,7$ jos $c_d > 3\phi$ muuten $\alpha_1 = 1,0$	$\alpha_1 = 1,0$
betonipeite	suora	$\alpha_2 = 1 - 0,15(c_d - \phi)/\phi$ $\geq 0,7$ $\leq 1,0$	$\alpha_2 = 1,0$
	ei suora	$\alpha_2 = 1 - 0,15(c_d - 3\phi)/\phi$ $\geq 0,7$ $\leq 1,0$	$\alpha_2 = 1,0$
Poikittaisen laajenemisen estävä raudoitus (ei hitsattu pääraudoitukseen)	kaikki tyypit	$\alpha_3 = 1 - K\lambda$ $\geq 0,7$ $\leq 1,0$	$\alpha_3 = 1,0$
Poikittainen hitsattu laajenemisen estävä raudoitus	kaikki tyypit	$\alpha_4 = 0,7$	$\alpha_4 = 0,7$
Laajenemista estävä poikittaispaine	kaikki tyypit	$\alpha_5 = 1 - 0,04p$ $\geq 0,7$ $\leq 1,0$	-

Ankkurointipituudelle on lisäksi asetettu vähimmäisarvot, jotka ovat:

- vetorausoitukselle

(83)

$$l_{bd} \geq l_{b,min} = \max \begin{cases} 0,3l_{b,rqd} \\ 10\phi \\ 100mm \end{cases}$$

- puristusraudoitukselle

(84)

$$l_{bd} \geq l_{b,min} = \max \begin{cases} 0,6l_{b,rqd} \\ 10\phi \\ 100mm \end{cases}$$

Ankkuroinnin riittävyys tarkistetaan mitoitus ehdolla:

(85)

$$l_b \geq l_{bd}$$

Mikäli mitoitus ehto ei toteudu, voidaan vaadittua ankkurointipituutta pienentää seuraavasti:

- lisätään leikkausraudoitusta, jolloin ankkuroitava voima pienenee
- lisätään tuelle tuotavaa suoraa raudoitusta, jolloin tangossa vaikuttava normaali-jännitys  $\sigma_{sd}$  pienenee

Jos nämäkään keinot eivät riitä, voidaan ankkurointia parantaa

- käyttämällä koukku- tai lenkipäistä lisäraudoitusta tai
- pääraudoitukseen voidaan hitsata suoraan poikittaistankoja

### Laskentaprosessi: Ankkurointimitoitus

Raudoituksen ankkurointimitoitus on ”analyysitehtävä”, jossa tarkistetaan mitoituksessa valitun raudoiteratkaisun kelpoisuus. Mikäli ankkurointi ei ole riittävä, korjataan ratkaisua.

Ankkuroinnin kannalta oleellisia valintoja ovat:

- puristussauvan kaltevuus  $\theta$
- leikkausraudoituksen määrä  $A_{sw}$  ja laatu  $f_{ywd}$  sekä hakaväli  $s$
- tuelle ankkuroitava pääraudoituksen määrä  $A_s$  ja sijainti
- tukileveys  $L_T$

Lasketaan tuelle ankkuroitava voima:

$$F_{Ed} = V_{Ed} \frac{a_l}{z} = 0,5 V_{Ed} (\cot\theta - \cot\alpha)$$

Lasketaan raudoituksen jännitys:

$$\sigma_{sd} = \frac{F_{Ed}}{A_s}$$

Lasketaan ankkurointipituuden perusarvo:

$$l_{b,rqd} = \frac{\phi \sigma_{sd}}{4 f_{bd}}$$

Lasketaan ankkurointipituuden mitoitusarvo:

$$l_{bd} = \alpha_1 \alpha_2 \alpha_3 \alpha_4 \alpha_5 l_{b,rqd}$$

Tarkistetaan ankkurointipituuden vähimmäisarvo:

$$l_{bd} \geq l_{b,min}$$

Määritetään toteutuva ankkurointipituus:

$$l_b = L_T - c_{nom}$$

Tarkistetaan mitoitusyhtälö:

$$l_b \geq l_{bd}$$

## **4.8 Palkin raudoituksen suunnittelu**

### **4.8.1 Suunnitteluperiaatteet**

Rakenteen mitoittamisvaiheessa on saatu selville laskemalla vaadittavat raudoitusmäärät maksimi rasitusten kohdilla. Toteutuskelpoisen raudoiteratkaisun löytäminen vaatii vielä suunnittelua. Raudoituksen suunnittelun tavoitteena on kokonaiskustannuksiltaan edullinen raudoiteratkaisu, joka täyttää kaikki mitoitus ehdot ja laatuvaatimukset. Edullista ratkaisua ei yleensä saada aikaan minimoimalla teräsmääriä, vaan suunnittelemalla raudoitus siten, että se on helppo ja nopea asentaa.

Suunnitteluperiaatteita, joita soveltamalla on mahdollista päästä hyvään lopputulokseen:

- käytetään samassa rakenneosassa mahdollisimman vähän eri tankopaksuuksia
- käytetään mahdollisimman vähän eri leikkauspituuksia, lähellä olevat pituudet tasataan suurempaan
- pitkien ja paksujen tankojen taivutuksia vältetään
- käytetään paksuja tankoja ja tankonippuja

Alapinnan raudoitteet pyritään tekemään niin, että toimiva raudoite saadaan valitun betonipeitteen rajoissa mahdollisimman lähelle pintaa ja tehollinen korkeus mahdollisimman suureksi.

### **4.8.2 Taivutusraudoituksen suunnittelu**

Taivutusraudoitus on sama kuin palkin vetorasitetulle puolelle asennettava vetoraudoitus. Taivutusraudoituksen mitoituksen tuloksena saadaan eniten rasitetun poikkileikkauksen vaatima raudoitusmäärä.

Raudoituksen suunnitteluvaiheessa:

- valitaan tankopaksuus ja tankomäärät
- suunnitellaan tankojen sijoittaminen poikkileikkaukseen
- suunnitellaan raudoituksen ulottuminen palkin pituussuunnassa
- tarkistetaan vähimmäisraudoitusmäärä ja sen täyttyminen
- suunnitellaan ankkuroinnin vaatima raudoitus



### 4.8.3 Palkin vähimmäisraudoitus

Vähimmäisraudoitusmäärällä varmistetaan, että palkki ei murru hauraasti heti ensimmäisen halkeaman syntyessä (luku 4.3). Palkki varoittaa selvästi taipuman ja halkeamien kasvaessa, mutta vähimmäisraudoitus pitää sen vielä ylhäällä.

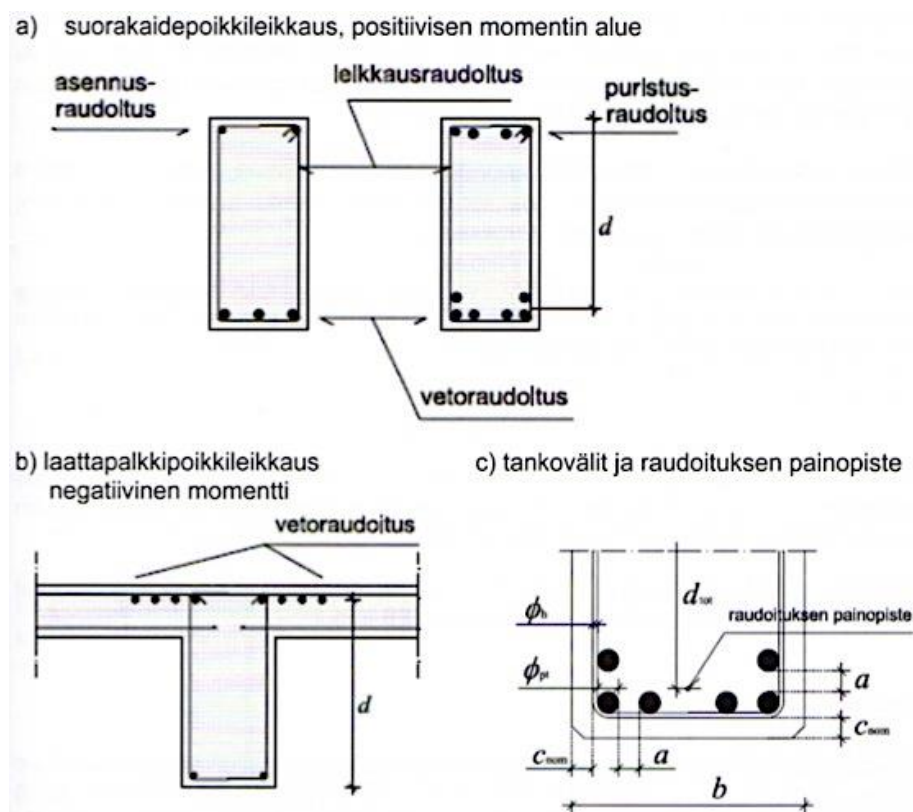
Palkkien vähimmäisraudoitusmäärä on:

$$A_{s,min} = \max \begin{cases} 0,26 \frac{f_{ctm}}{f_{yk}} b_t d \\ 0,0013 b_t d \end{cases} \quad (86)$$

missä,

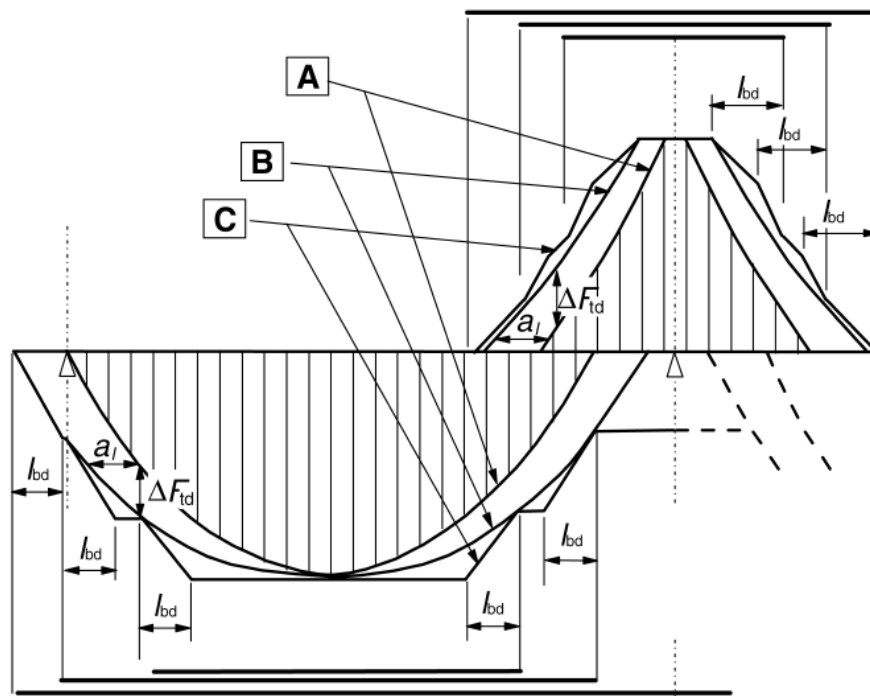
$b_t$  on palkin vedetyn osan keskimääräinen leveys

Taivutusraudoitukseksi valitaan paksuja tankoja niin, että raudoituksen pintakeskiö on mahdollisimman lähellä vedettyä reunaa. Raudoitustangot sijoitetaan poikkileikkaukseen symmetrisesti.



Kuva 36. Taivutusraudoituksen sijoittaminen poikkileikkaukseen. (By 211/2013)

[A] – Summan  $M_{Ed}/z + N_{Ed}$  verhoikäyrä [B] – vaikuttava vetovoima  $F_s$  [C] – vetovoimakestävyys  $F_{Rs}$



Kuva 37. Pääraudoituksen katkaisukohtien määrittelyn periaate.

#### 4.8.4 Leikkausraudoituksen suunnittelu

Leikkausraudoituksen tehtävänä on rajoittaa leikkaushalkeamia ja parantaa leikkauskestävyyttä. Leikkausraudoitus vähentää taivutusraudoitukseen kohdistuvaa kuormitusta tukien läheisyydessä. Tämä helpottaa pääraudoituksen ankkurointivaatimusten toteuttamista. Leikkausraudoitus voidaan valmistaa haoista, verkoista tai ylös taivutetuista tan-goista.

Haat ovat nykyisin yleisin leikkausraudoitustyyppi. Haat voivat olla pystyhakoja tai vinohakoja ja ne voivat olla muodoltaan avoimia tai umpihakoja. Avoimet haat ovat avoimia puristuspuolen sivuilta. Umpihaat kiertävät koko poikkileikkauksen ympäri ja päätetään puristuspuolella saman nurkkatangon ympäri koukulla tai riittävällä limijatkoksella.

## 5 TERÄSBETONILAATAT

### 5.1 Yleistä laatoista

Eurokoodin mukaan laataksi nimitetään rakenneosaa, jonka sivumitat ovat vähintään viisi kertaa laatan kokonaispaksuus.

Laatta on yhteen suuntaan kantava, kun laatalle on kaksi vapaata, lähes yhdensuuntaista reunaa ja kuormitus on pääasiassa jakaantunut tasaisesti. Yhteen suuntaan kantavana laattana voidaan pitää myös suorakaiteen muotoisen, neljältä reunalta tuetun laatan keskiosaa laatan pidemmän sivun ollessa vähintään kaksi kertaa lyhyempää sivua pitempi, kun kuormitus on pääasiassa tasaisesti jakaantunut.

Laatan mitoitus taivutukselle voidaan suorittaa samoin kuin suorakaidepalkin mitoitus, kun poikkileikkauksen korkeudeksi valitaan laatan paksuus ja leveys valitaan 1 metrik-  
si.

Vähimmäis- ja enimmäisraudoitussuhteet umpilaatoille lasketaan samoilla kaavoilla kuin palkeille: laatan pääraudoituksen tulee olla vähintään vähimmäisraudoituksen  $A_{s,min}$  suuruinen. Vähimmäisraudoitus  $A_{s,min}$  lasketaan kaavalla:

$$A_{s,min} = \max \begin{cases} 0,26 \frac{f_{ctm}}{f_{yk}} b_t d \\ 0,0013 b_t d \end{cases} \quad (86)$$

missä,

$b_t$  on palkin vedetyn osan keskimääräinen leveys

Yhteen suuntaan kantavaan laattaan tulee pääraudoituksen lisäksi asentaa poikittainen jakoraudoitus, jonka määrä on oltava vähintään 20 % pääraudoituksesta. Tukien lähellä yläpinnan pääraudoitukseen nähden poikittaista jakoraudoitusta ei tarvita, jos ei ole poikittaista taivutusmomenttia.

Laattojen raudoitustankojen jakovälit saavat olla enintään  $s_{\max, \text{slab}}$ . Arvot Suomen kansallisen liitteen mukaan ovat:

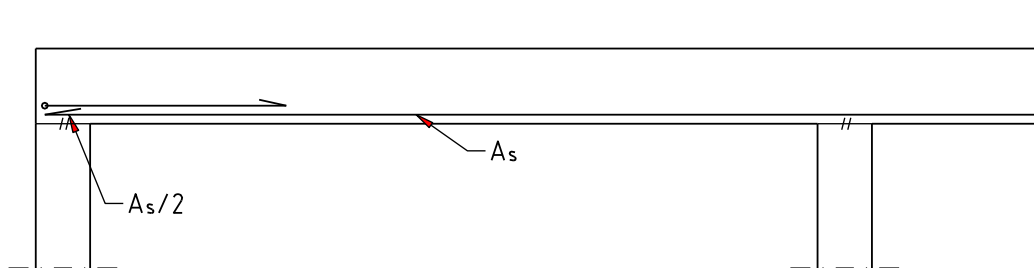
- pääraudoituksessa  $3h \leq 400\text{mm}$ , missä  $h$  on laatan kokonaispaksuus
- jakoraudoituksessa  $4h \leq 600\text{mm}$

Pistekuormien tai maksimimomentin alueilla säännöt ovat vastaavasti:

- pääraudoituksessa  $2h \leq 250\text{mm}$
- jakoraudoituksessa  $3h \leq 400\text{mm}$

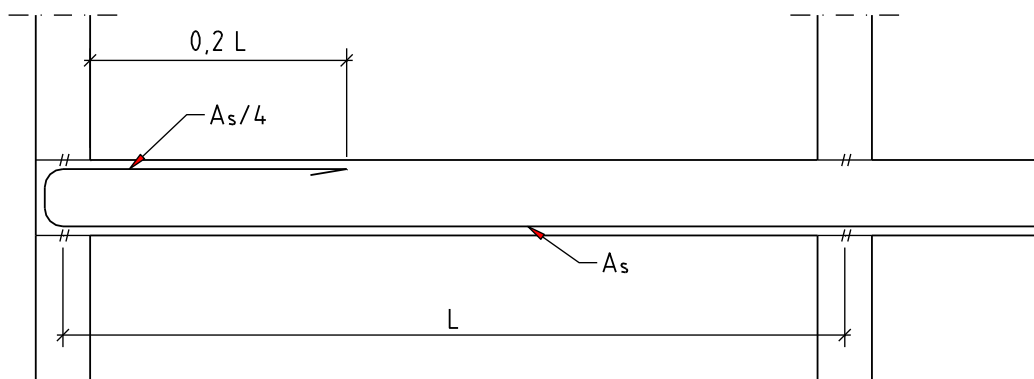
## 5.2 Laattojen rauditus tukien lähellä

Vapaasti tuetussa laatussa puolet laskennallisesta kenttäraudoituksesta tuodaan tuelle ja ankkuroidaan sinne (kuva 39).



Kuva 38. Puolet kenttäraudoituksesta ankkuroidaan tuelle.

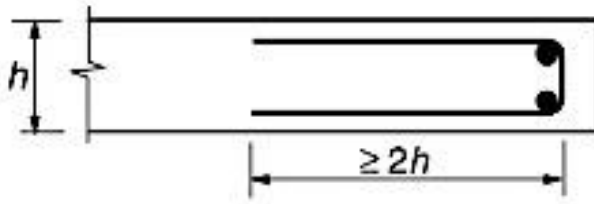
Silloin, kun laattaan syntyy pitkin laatan reunaa osittainen kiinnitys, edellytetään yläpinnan raudoituksen kestävän vähintään 25 % tukeen liittyvän kentän maksimimomentista. Tämä rauditus ulotetaan vähintään jännemitan 0,2-kertaiselle pituudelle, mitattuna tuen reunasta ja ankkuroidaan reunatuille (kuva 40).



Kuva 39. Laatan reunalla osittainen kiinnitys.

Reunatuella mitoitusmomenttia voidaan pienentää arvoon 15 % tukeen liittyvän kentän maksimimomentista.

Laatan vapaalle reunalle täytyy järjestää pitkittäis- ja poikittaisraudoitus (kuva 40). Muusta syystä laatan reunalla oleva raudoitus voi toimia myös reunaraudoituksena, jotta vältetään tarpeetonta raudoitusta.



Kuva 40. Laatan reunaraudoitus.

### 5.3 Vetoraudoituksen määrittäminen

Kuormista aiheutuvan taivutusmomentin mitoitusarvon pitää olla pienempi kuin poikkileikkauksen taivutuskestävyyden mitoitusarvo:

(87)

$$M_{Ed} \leq M_{Rd}$$

Kun tunnetaan mitoittava momentti, voidaan tarvittava vetoraudoitus  $A_s$  laskea samoilla lausekkeilla kuin teräsbetonipalkilla:

Mitoitusmomentin mukainen suhteellinen momentti:

(37)

$$\mu = \frac{M_{Ed}}{\eta f_{cd} b d^2}$$

Tarkistetaan onko suhteellinen momentti pienempi kuin tasapainoraidoituksen mukainen suhteellinen momentti.

(38)

$$\mu = \mu_{bd}$$

Jos yhtälö pätee, voidaan poikkileikkaus mitoittaa normaaliraidoitettuna, jolloin tehollisen puristuspinnan suhteellinen korkeus saadaan yhtälöstä:

(39)

$$\beta = 1 - \sqrt{1 - 2\mu}$$

Mekaaninen raudoitussuhde saadaan yhtälöstä:

$$\omega = \beta \quad (40)$$

Vetoraudoituksen pinta-ala saadaan yhtälöstä:

$$A_s = \omega b d \frac{\eta f_{cd}}{f_{yd}} \quad (41)$$

Vaihtoehtoisesti voidaan laskea sisäinen momenttivarsi  $z$ :

$$z = d \left( 1 - \frac{\beta}{2} \right) \quad (42)$$

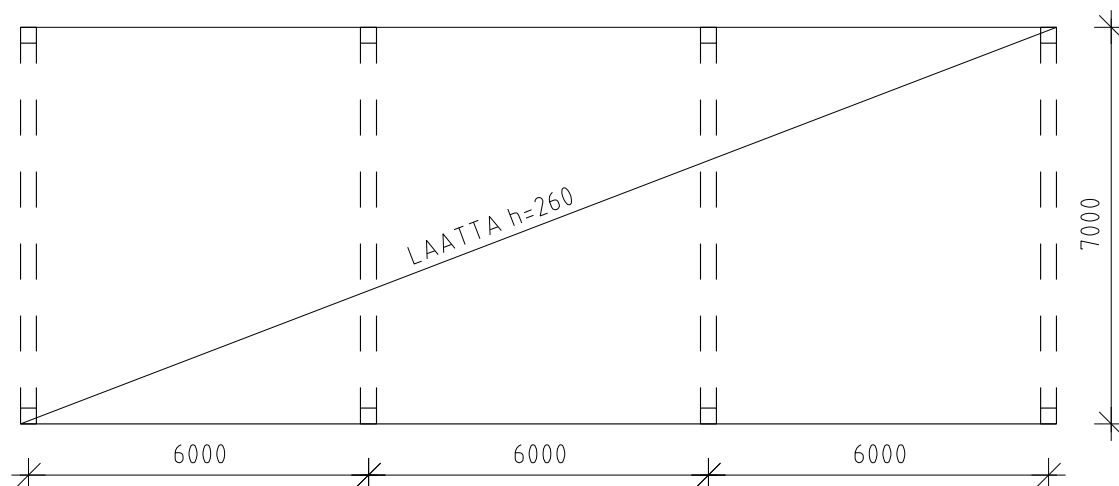
ja vetoraudoituksen pinta-ala:

$$A_s = \frac{M_{Ed}}{z f_{yd}} \quad (43)$$

Valitaan raudoitustangot vaaditun raudoituspinta-alan mukaan. Saatu tulos kertoo raudoitustankojen määrän metrin levyiselle poikkileikkaukselle.

#### 5.4 Laatan mitoitus leikkaukselle

Laatat ovat tavallisesti leikkausraudoittamattomia rakenteita. Mitoitus tehdään samalla tavalla kuin leikkausraudoittamattoman palkin mitoitus, vrt. kohta 4.6.4. Jos laatta ei kestä leikkausrasitusta leikkausraudoittamattomana, tehdään leikkausraudoituksen mitoitus kuten palkeille. Leikkausraudoittamattoman poikkileikkauksen kestävyyttä kannattaa yrittää parantaa esim. vetoraudoituksen ankkurointia parantamalla.

**ESIMERKKI:****Laatan mitoitus taivutukselle**

Mitoita oheisen laatan taivutusraudoitus.

Laatan korkeus h	260mm
Laatan leveys b	1000mm
Laatan jänneväli	6000mm
Betonipeite	$c_{nom}=20\text{mm}$
Betonin lujuusluokka	C25/30
Runkoaineen maksimi raekoko	$d_g=16\text{mm}$
Raudoitus	B500B
Toleranssiluokka	2
Materiaaliosavarmuusluvut	$\gamma_c = 1,35 \quad \gamma_s = 1,1$

Lujuusarvot:

$$\lambda = 0,80$$

$$\eta = 1,0$$

$$\alpha = 0,85$$

$$f_{cd} = \alpha_{cc} \frac{f_{ck}}{\gamma_c} = 0,85 \frac{25\text{MPa}}{1,35} = 15,7\text{MPa}$$

$$f_{yd} = \frac{f_{yk}}{\gamma_s} = \frac{500\text{MPa}}{1,1} = 455\text{MPa}$$

Mitoitusmomentti reunakentässä  $M_{Ed} = 33,6 \text{ kNm}$

Poikkileikkaussuureet:

Tehollinen korkeus  $d$ :

$$d = h - c_{nom} - \frac{1,1\Phi}{2} = 260\text{mm} - 20\text{mm} - \frac{1,1 * 10\text{mm}}{2} = 234\text{mm}$$

Valitaan  $d=230\text{mm}$

### Mitoitus:

Suhteellinen momentti:

$$\mu = \frac{M_{Ed}}{\eta f_{cd} b d^2} = \frac{0,0336\text{MNm}}{1,0 * 15,7 \frac{\text{MN}}{\text{m}^2} * 1,0\text{m} * (0,23\text{m})^2} = 0,040 < \mu_{bd} = 0,372$$

Puristuspinnan suhteellinen korkeus:

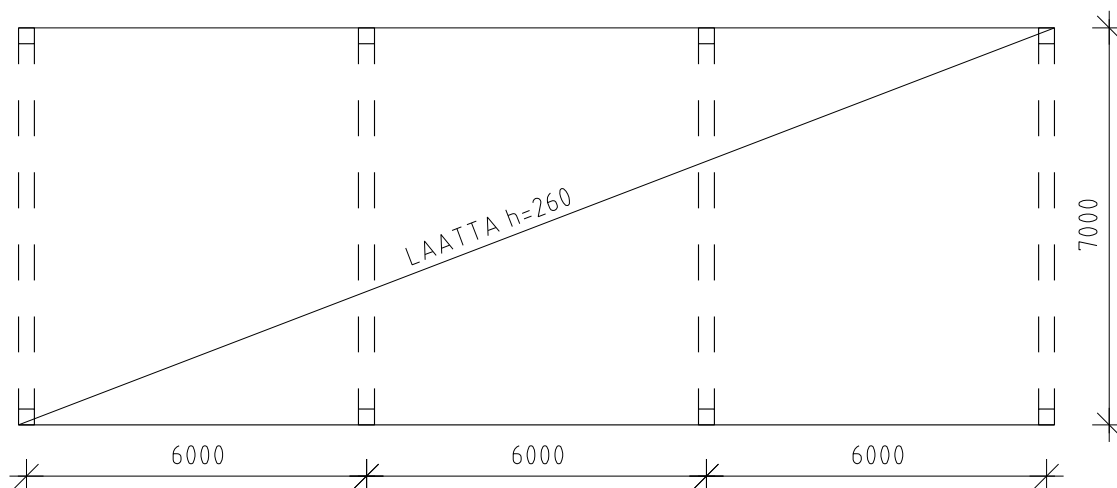
$$\beta = 1 - \sqrt{1 - 2\mu} = 0,041 < \beta_{bd} = 0,493 \Leftrightarrow \text{Raudoitus myötää murtotilassa}$$

Vaadittu raudoitusala:

$$A_s = \beta b d \frac{\eta f_{cd}}{f_{yd}} = 0,041 * 1000\text{mm} * 230\text{mm} \frac{1,0 * 15,7\text{MPa}}{455\text{MPa}} = 327\text{mm}^2$$

Valitaan T10 k200;  $A_{s,tot} = 393 \text{ mm}^2 / \text{m}$



**ESIMERKKI:****Laatan mitoitus leikkaukselle**

Mitoita oheisen laatan taivutusraudoitus.

Laatan korkeus h	260mm
Laatan leveys b	10000mm
Laatan jänneväli	6000mm
Betonipeite	$c_{nom}=20mm$
Betonin lujuusluokka	C25/30
Runkoaineen maksimi raekoko	$d_g=16mm$
Raudoitus	B500B
Toleranssiluokka	2
Materiaaliosavarmuusluvut	$\gamma_c = 1,35 \quad \gamma_s = 1,1$

Lujuusarvot:

$$\lambda = 0,80$$

$$\eta = 1,0$$

$$\alpha_{cc} = 0,85; \alpha_{ct} = 1,0$$

$$f_{cd} = \alpha_{cc} \frac{f_{ck}}{\gamma_c} = 0,85 \frac{25MPa}{1,35} = 15,7MPa$$

$$f_{ctd} = \alpha_{ct} \frac{f_{ctk,0.05}}{\gamma_c} = 1,0 \frac{1,8MPa}{1,35} = 1,33MPa$$

$$f_{yd} = \frac{f_{yk}}{\gamma_s} = \frac{500MPa}{1,1} = 455MPa$$

### Ratkaisu

#### Poikkileikkaussuureet:

Tehollinen korkeus d:

$$d = h - c_{nom} - \frac{1,1\Phi}{2} = 260mm - 20mm - \frac{1,1 * 10mm}{2} = 234mm$$

Valitaan d=230mm

Sisäinen momenttivarsi:

$$z = 0,90d = 0,90 * 230mm = 207mm$$

#### Mitoitusvoimasuureet:

$$V_{Ed} = 32kN$$

Pääteräkset T10 k200

$$A_{sL} = 393mm^2$$

$$\rho_L = \frac{A_{sL}}{b_w d} = \frac{393mm^2}{1000mm * 230mm} = 0,00171 \leq 0,02$$

Korkeustekijä:

$$k = 1 + \sqrt{\frac{200mm}{d}} \leq 2,0 = 1 + \sqrt{\frac{200mm}{230mm}} = 1,93$$

Leikkauskestävyyden perusarvo:

$$V_{Rd,c0} = \frac{0,18}{\gamma_c} b_w d k \left( 100 \rho_L \frac{f_{ck}}{MPa} \right)^{1/3} MPa$$

$$V_{Rd,c0} = \frac{0,18}{1,35} * 1000mm * 230mm * 1,93(100 * 0,00171 * 25)^{\frac{1}{3}}MPa = 96,1kN$$

Leikkauskestävyyden vähimmäisarvo:

$$V_{Rd,cmin} = 0,035b_wdk^{3/2} \sqrt{\frac{f_{ck}}{MPa}} MPa$$

$$V_{Rd,cmin} = 0,035 * 1000mm * 230mm * 1,93^{\frac{3}{2}} * \sqrt{25}MPa = 108kN$$

Leikkauskestävyys:

$$V_{Rd,c} = \max \left\{ \begin{matrix} V_{Rd,c0} \\ V_{Rd,cmin} \end{matrix} \right\} = \max \left\{ \begin{matrix} 96,1kN \\ 108kN \end{matrix} \right\} = 96,1kN$$

Laatta kestää kuorman leikkausraudoittamattomana.

## 6 PILARIT

### 6.1 Pilareiden toiminta

Pilareita käytetään pääasiassa välittämään pystykuormia. Joissain tapauksissa kuten kehärakenteissa pilarit siirtävät myös vaakavoimia ja momentteja. Mittaepätarkkuuksien johdosta pilareissa esiintyy aina mitoituksen kannalta normaalivoiman ja momentin yhteisvaikutus.

Pilarin pituudesta ja sen tuentatavoista riippuvainen nurjahduspituus on keskeisessä asemassa pilarin mitoituksessa. Nurjahduspituus vaikuttaa pilarin hoikkuuteen ja tästä edelleen toisen kertaluvun vaikutuksiin, joilla tarkoitetaan pilarin siirtymätiloista johtuvaa voimasuureiden lisäystä. Pilarin ollessa jäykkä tai jos toisen kertaluvun vaikutukset ovat vähäisiä, ei toisen kertaluvun vaikutuksia oteta huomioon.

### 6.2 Yleistä teräsbetonipilarin mitoituksesta

Teräsbetonipilarin voi mitoittaa eurokoodin mukaan kolmella eri tavalla:

- a) yleisellä menetelmällä
- b) nimellisen jäykkyyden menetelmällä
- c) nimellisen kaarevuuden menetelmällä

Yleinen menetelmä perustuu epälineaariseen analyysiin, joka sisältää geometrisen epälinearisuuden eli toisen kertaluvun vaikutukset. Menetelmässä käytetään betonille ja teräkselle rakenteiden kokonaistarkasteluun sopivia jännitys-muodonmuutosyhteyksiä. Virumisen vaikutus tulee ottaa huomioon.

Yksinkertaistettujen menetelmien b ja c tuottamat nimelliset toisen kertaluvun momentit ovat joskus suurempia kuin epästabiiliutta vastaavat momentit. Tämän tarkoituksena on taata, että kokonaismomentti on riittävä poikkileikkauksen mitoittamisen kannalta.

Menetelmää b voidaan käyttää sekä erillisille rakenneosille että koko rakenteille, jos nimelliset jäykkyyssarvot arvioidaan riittävän tarkasti.

Nimellisen kaarevuuden menetelmä soveltuu parhaiten käytettäväksi erillisille rakenneosille, joiden nurjahduspituus  $l_0$  tunnetaan ja joihin vaikuttaa vakiosuuruinen normaali-voima. Jos kuitenkin kaarevuuden jakauma oletetaan realistisesti, menetelmää voidaan käyttää myös kokonaisille rakenteille. Nimellisen kaarevuuden menetelmä perustuu taipumasta johtuvaan nimelliseen lisämomenttiin, joka arvioidaan kaarevuuden maksimiarvon avulla. Tämän jälkeen voidaan yhteisvaikutusdiagrammista lukea tarvittava mekaaninen raudoitussuhde, jonka avulla päästään käsiksi teräsbetonipilarin tarvittavaan raudoituspinta-alaan.

Tässä opetusmateriaalissa perehdytään tarkemmin vain yksinkertaistettuun menetelmään c.

### 6.3 Toisen kertaluvun vaikutukset

Toisen kertaluvun vaikutuksilla tarkoitetaan rakenteen siirtymätilasta aiheutuvia voimasuureiden lisäyksiä. Toisen kertaluvun vaikutukset voidaan jättää huomioimatta, mikäli puristetun sauvan hoikkuus  $\lambda$  on rajahoikkuuden  $\lambda_{lim}$  alapuolella. Myös jos toisen kertaluvun vaikutukset ovat alle 10 % ensimmäisen kertaluvun vaikutuksista, voidaan ne jättää huomioimatta. Kun toisen kertaluvun vaikutukset otetaan huomioon, tasapaino ja kestävyys tulee osoittaa siirtymien syntymisen jälkeisessä tilassa. Siirtymät tulee laskea ottamalla huomioon halkeilun, epälineaaristen materiaaliominaisuuksien ja virumisen vaikutukset.

### 6.4 Hoikkuuden raja-arvo

Rajahoikkuus  $\lambda_{lim}$  määritetään kaavalla:

(88)

$$\lambda_{lim} = 20 * A * B * C * \frac{1}{\sqrt{n}}$$

Suositusarvot: A = 0,7; B = 1,1 ja C = 0,7.

Suhteellinen normaalivoima määritetään kaavalla:

(89)

$$n = \frac{N_{Ed}}{A_c f_{cd}}$$

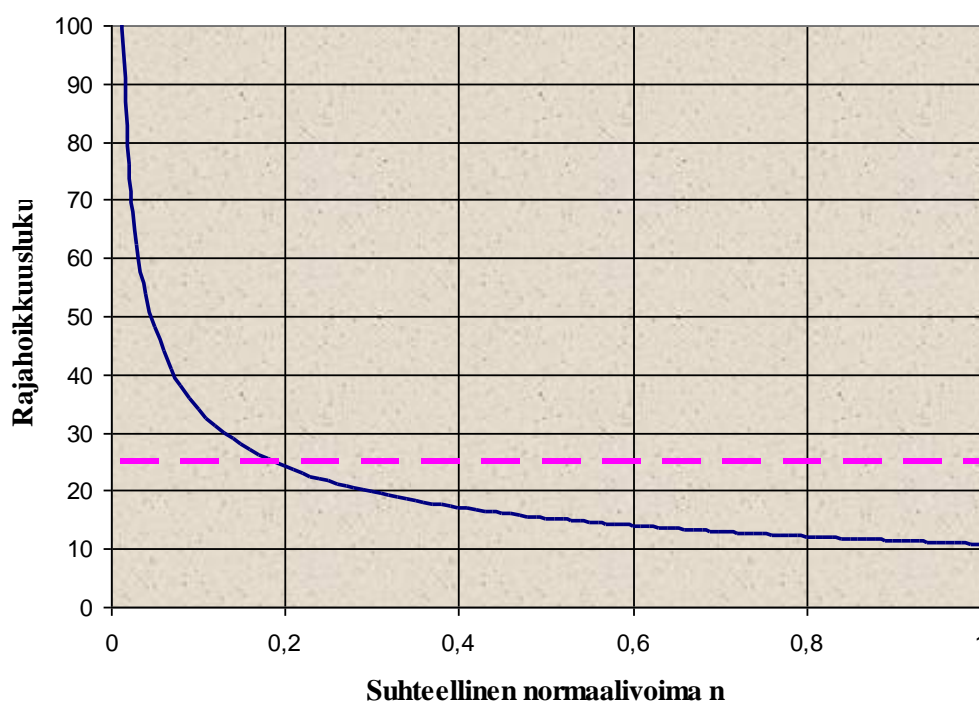
missä,

$N_{Ed}$  mitoittava normaalivoima

$A_c$  betonipoikkileikkauksen pinta-ala

$f_{cd}$  betonin mitoituslujuus

Rajahoikkuuden muutosta suhteellisen normaalivoiman  $n$  funktiona on kuvattu seuraavassa kuvassa 41, missä termit A, B ja C ovat suositusarvoja. Kuvassa on esitetty myös rakentamismääräyskokoelman B4 mukainen vakiorajahoikkuus  $\lambda=25$ .



Kuva 41. Rajahoikkuusluku eurokoodin mukaisesti suositusarvoilla A, B ja C. Vaaka-suora katkoviiva: rakentamismääräyskokoelman (RakMK B4) ohjeistus. (Luentomoniste RTEK-3210, Teräsbetonirakenteet, Lindberg, Kerokoski 2009)

## 6.5 Nurjahduspituus

Puristettujen rakenteiden nurjahduspituudet ( $l_0$ ) lasketaan kaavalla:

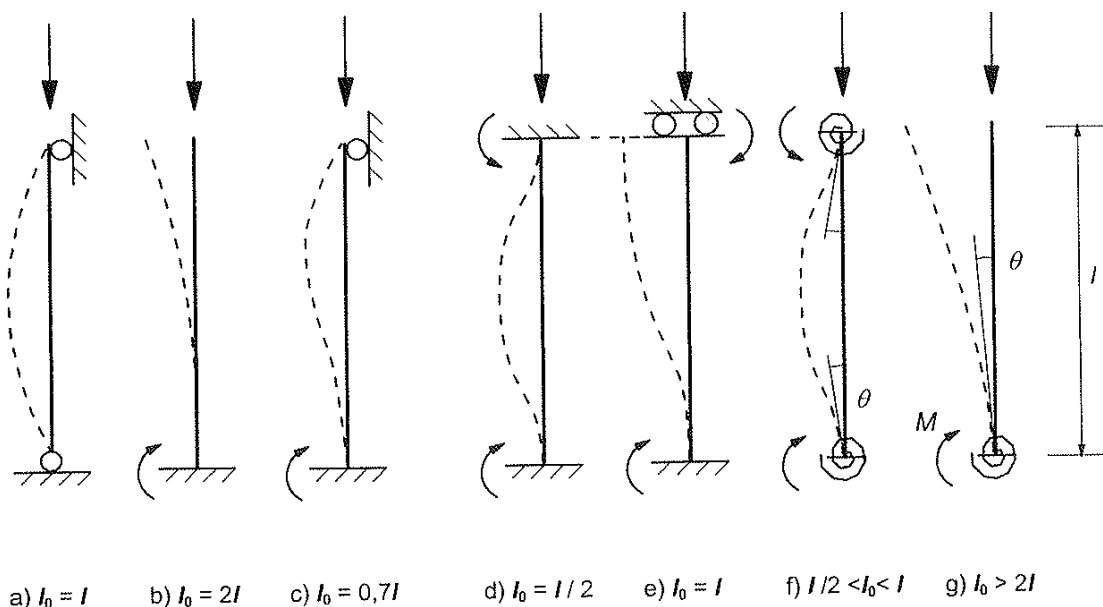
$$l_0 = k_0 L \quad (90)$$

missä,

$k_0$  rakenteen tuentatavasta riippuva kerroin

$L$  rakenteen vapaa jänneväli

Pilareiden päiden kiinnitykset vaikuttavat luonnollisesti pilarin nurjahdusvaaraan. Jäykästi kiinnitetyt pilarit eivät nurjahda niin helposti kuin nivelöidyt tai toisesta päästään tukemattomat pilarit. Kuvassa 42 on huomioitu nurjahduspituuden kerroin erilaisilla tuentatavoilla. Kuvan 42 arvot ovat teoreettisia, joten eurokoodissa suositeltavat nurjahduspituuden arvot on esitetty taulukossa 14. Taulukossa 14 olevat erot johtuvat todellisen kiertymäjäykkyyden vaikutuksesta rakenteiden nurjahduspituuteen.



Kuva 42. Tavallisimpiin nurjahdustapoihin liittyvät nurjahduspituudet.

Taulukko 14. Nurjahduspituuksien suositeltavat arvot

Tapaus	Teoreettinen	EC2:n suositusarvoilla
a	1,0 $l_0$	1,0 $l$
b	2,0 $l_0$	2,18 $l$
c	0,7 $l$	0,77 $l$
d	0,5 $l$	0,59 $l$
e	1,0 $l$	1,22 $l$

## 6.6 Hoikkuus

Pilarin nurjahduspituus ja poikkileikkauksen koko määrittelevät pilarin hoikkuuden  $\lambda$ .

Se lasketaan kaavalla:

(91)

$$\lambda = \frac{l_0}{i}$$

missä,

$l_0$  nurjahduspituus

$i$  betonipoikkileikkauksen jäyhyys säde tarkasteltavassa suunnassa

Jäyhyys säde määritetään kaavalla

(92)

$$i = \sqrt{\frac{I_c}{A_c}}$$

missä,

$I_c$  betonipoikkileikkauksen jäyhyys- eli hitausmomentti  
(suorakaidepoikkileikkauksella  $bh^3/12$ )

$A_c$  betonipoikkileikkauksen pinta-ala



## 6.7 Epäkeskisyys

Teräsbetonipilareiden laskennassa on otettava huomioon kuorman epäkeskisyys  $e_0$ , lisäepäkeskisyys  $e_i$  ja toisen kertaluvun taipumasta aiheutuva lisäepäkeskisyys  $e_2$ . Mitoitettava epäkeskisyys lasketaan kaavalla:

$$e_d = e_0 + e_i + e_2 \quad (93)$$

missä,

$e_0$	kuorman epäkeskisyys
$e_i$	lisäepäkeskisyys
$e_2$	toisen kertaluvun taipuma

Kuorman epäkeskisyys lasketaan kaavalla:

$$e_0 = \frac{M_{Ed}}{N_{Ed}} \quad (94)$$

Symmetrisesti raudoitetussa poikkileikkauksessa puristusvoiman vähimmäisepäkeskisyudeksi oletetaan  $e_0 = h/30$ , mutta vähintään 20 mm, missä  $h$  on poikkileikkauksen korkeus. Eurokoodissa ei ole mainintaa raudoittamattomien betonirakenteiden vähimmäisepäkeskisyudesta. Lienee kuitenkin suositeltavaa soveltaa raudoittamattomille rakenteille samaa puristusvoiman vähimmäisepäkeskisyyttä  $e_0$ .

Lisäepäkeskisyys voidaan jäykistettyjen järjestelmien seinissä ja erillisissä pilareissa esittää yksinkertaisesti muodossa:

$$e_i = \frac{l_0}{400} \quad (95)$$

missä,

$l_0$	rakenneosan tehollinen pituus
-------	-------------------------------

Suomen rakentamismääräyskokoelman osan B4 ohje sanoo: ”Rakenteen kokonaisvakuutta tutkittaessa oletetaan laskelmissa, että pystysuuntaiset rakenneosat muodostavat kulman  $\alpha$  pystysuunnan kanssa. Ellei tarkempia arvioita tehdä, valitaan  $\alpha$  siten, että  $\tan \alpha = 1/150$  rakenteen lyhyemmässä suunnassa ja  $\tan \alpha = B/L \cdot 1/150 \geq 1/250$  rakenteen pidemmässä suunnassa ( $B$  on rakenteen leveys ja  $L$  pituus). Pilareiden perusepäkeskisyysien katsotaan sisältyvän näin syntyviin poikkeamiin.”

Tätä ohjeistusta voidaan edelleen soveltaa lisäepäkeskisyyteen, koska se johtaa suurempiin lisäepäkeskisyyden arvoihin kuin vastaava EC2-ohjeistus.

## 6.8 Toisen kertaluvun taipuma, nimelliseen kaarevuuteen perustuva menetelmä

Tämä menetelmä sopii erillispilareille, joihin vaikuttaa vakiosuuruinen normaalivoima ja joiden nurjahduspituus  $l_0$  tunnetaan. Menetelmällä saadaan taipumaan perustuva lisämomentti  $M_2$ , kun taipuma lasketaan nurjahduspituuden mukaan arvioidun kaarevuuden maksimiarvon avulla. Toisen kertaluvun taipuma  $e_2$  voidaan johtaa kaarevuuden kaavasta. Kaava on voimassa jos pilarin dimensiot ja pilarirauditus on symmetrinen.

(96)

$$e_2 = \frac{1}{r} * \frac{l_0^2}{10}$$

(97)

$$\frac{1}{r} = K_r * K_\varphi * \frac{1}{r_0}$$

missä,

$K_r$  korjauskerroin, joka riippuu normaalivoimasta ja mekaanisesta rauditus-suhteesta poikkileikkauksessa. Voidaan valita  $K_r = 1,0$ , joka johtaa varmalla puolella olevaan rauditusmäärään

$K_\varphi$  kerroin, jonka avulla otetaan huomioon viruminen

$$\frac{1}{r_0} = \varepsilon_{yd} * \frac{1}{0,45d} = \frac{f_{yd}}{E_s} * \frac{1}{0,45d}$$

Pilareille, joilla on muuttumaton symmetrinen poikkileikkaus, kaarevuuden aiheuttama epäkeskisyys lasketaan edellisiä lausekkeita yhdistelemällä seuraavasti:

(98)

$$e_2 = K_r K_\varphi \frac{f_{yd}/E_s}{4,5d} l_0^2$$

missä,

$K_r$	korjauskerroin, joka riippuu normaalivoimasta ja mekaanisesta raudoitussuhteesta poikkileikkauksessa. Voidaan valita $K_r = 1,0$ , joka johtaa varmalla puolella olevaan raudoitusmäärään
$K_\varphi$	kerroin, jonka avulla otetaan huomioon viruminen
$f_{yd}$	teräksen laskentalujuus
$l_0$	pilarin nurjahduspituus
$E_s$	teräksen kimmokerroin
$d$	tehollinen korkeus

Kerroin, jonka avulla otetaan huomioon viruminen lasketaan kaavasta:

(99)

$$K_\varphi = 1 + \left( 0,35 + \frac{f_{ck}}{200} - \frac{\lambda}{150} \right) \varphi_{ef}$$

missä,

$f_{ck}$	betonin ominaislujuus
$\lambda$	hoikkuusluku
$\varphi_{ef}$	tehollinen virumaluku, jonka arvona voidaan käyttää 1,5

## 6.9 Mitoitus

Pilari mitoitetaan normaalivoimalle  $N_{Ed}$  ja momentille  $M_{Ed}$ . Nimelliseen kaarevuuteen perustuvassa menetelmässä mitoittava momentti on:

(100)

$$M_{Ed} = M_{0Ed} + N_{Ed} * e_2$$

missä,

$M_{0Ed}$  on ensimmäisen kertaluvun analyysistä saatu mitoitusmomentti, jossa epätarkkuuksien vaikutus on mukana ( $e_0+e_i$ )

$N_{Ed}$  normaalivoiman mitoitusarvo

$e_2$  taipuma

Raudoituksen valintaan vaikuttava mekaaninen raudoitussuhde  $\omega$  saadaan yhteisvaikutusdiagrammin avulla. Diagrammin pystyakselilla on suhteellinen normaalivoima  $v$  ja vaakaa akselilla suhteellinen momentti  $\mu$ , jotka määritellään seuraavasti:

(101)

$$v = \frac{N_{Ed}}{bh f_{cd}}$$

(102)

$$\mu = \frac{M_{Ed}}{bh^2 f_{cd}}$$

Tarvittava teräsmäärä saadaan ratkaistua mekaanisen raudoitussuhteen kaavasta seuraavasti sekä suorakaidepilarille että pyöreälle pilarille.

Suorakaidepilarille:

(103)

$$\omega = \frac{A_s f_{yd}}{bh f_{cd}}$$

(104)

$$A_s = \frac{\omega bh f_{cd}}{f_{yd}}$$

missä,

$\omega$  mekaaninen raudoitussuhde

$b$  pilarin lyhempi sivumitta

$h$  pilarin pidempi sivumitta

$f_{cd}$  betonin laskentalujuus

$f_{yd}$  teräksen laskentalujuus

Pyöreälle pilarille:

(105)

$$\omega = \frac{A_s f_{yd}}{\frac{\pi h^2}{4} f_{cd}}$$

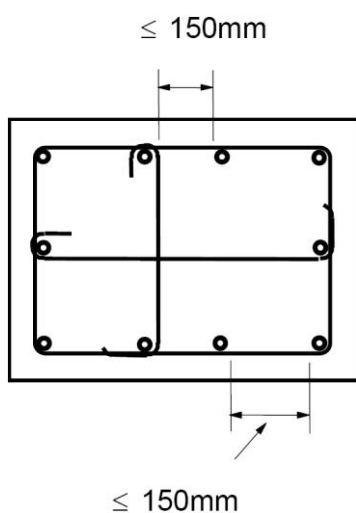
(106)

$$A_s = \frac{\omega \pi h^2 f_{cd}}{4 * f_{yd}}$$

Eurokoodissa yhteisvaikutusdiagrammin avulla määritetty  $A_s$  tarkoittaa poikkileikkauksen pystysuuntaista **kokonaisraudoitusta**.

### 6.9.1 Haat

Jokainen poikkileikkauksen nurkkaan sijoitettu päätanko tai tankonippu sidotaan haoilla. Poikkileikkauksen puristetussa osassa mikään päätanko ei saa olla kauempana kuin 150 mm etäisyydellä sidotusta tangosta.



Kuva 43. Rajoitukset päätankojen sijoitukselle pilaripoikkileikkauksessa.

Päätankoja sitovien hakojen halkaisijan on oltava vähintään 6 mm tai neljäsosa pääraudoituksen halkaisijasta, sen mukaan kumpi on suurempi.

Suomen kansallisten liitteiden mukaan hakojen jakoväli saa päätankojen suunnassa olla enintään pienin seuraavista:

- $15\varnothing$  ( $\varnothing$  on päätankojen halkaisija)
- pilarin pienin sivumitta
- 400 mm.

## 6.10 Pääraudoituksen vähimmäis- ja enimmäismäärä

Päätankojen halkaisijan  $\varnothing_{\min}$  on oltava vähintään 8 mm. Pääraudoituksen vähimmäisala on suurempi seuraavista pinta-aloista:

(107)

$$A_{s,min} = \frac{0,10N_{Ed}}{f_{yd}}$$

missä,

$N_{Ed}$             mitoittava normaalivoima

$f_{yd}$             teräksen vetolujuuden mitoitusarvo

(108)

$$A_{s,min} = 0,002A_c$$

missä,

$A_c$             betonin poikkileikkauspinta-ala

Pääraudoituksen enimmäisala saa olla:

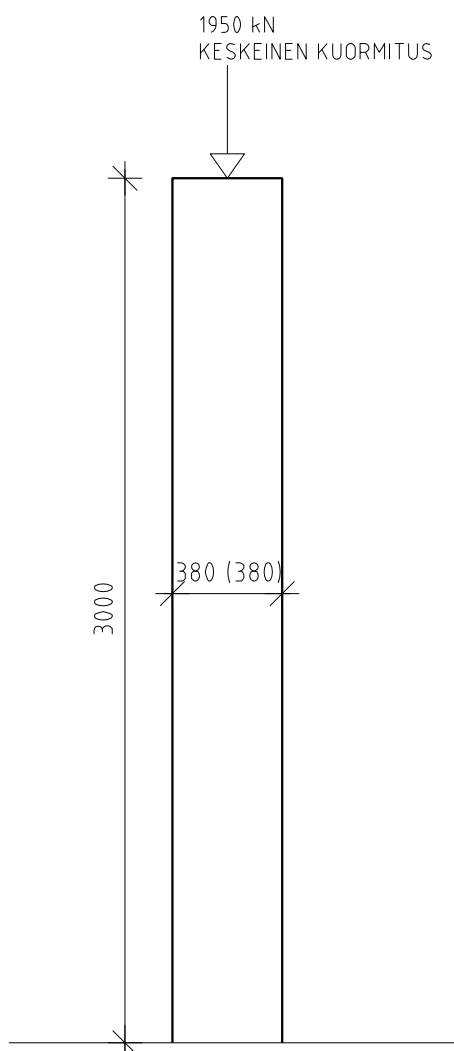
(109)

$$A_{s,max} = 0,06A_c$$

missä,

$A_c$             betonin poikkileikkauspinta-ala

Pilareihin, joiden poikkileikkaus on monikulmion muotoinen, sijoitetaan ainakin yksi tanko jokaiseen kulmaan. Pyöreään pilariin sijoitetaan vähintään kuusi päätankoa.

**ESIMERKKI:****Mastopilari**

b =	380 mm
h =	380 mm
L =	3000 mm
Betoni	C25/30
Raudoitus	B500B
Toteutusluokka	2
Tehollinen korkeus	d = 334 mm
Normaalivoima	1950 kN

Materiaaliosavarmuusluvut

$$\gamma_c = 1,50 \quad \gamma_s = 1,15$$

Lujuusarvot:

$$\lambda = 0,80$$

$$\eta = 1,0$$

$$\alpha_{cc} = 0,85$$

$$f_{cd} = \alpha_{cc} \frac{f_{ck}}{\gamma_c} = 0,85 \frac{25 MPa}{1,5} = 14,17 MPa$$

$$f_{yd} = \frac{f_{yk}}{\gamma_s} = \frac{500 MPa}{1,15} = 435 MPa$$

**Ratkaisu**

Nurjahduspituus (jäykistämätön sauva):

$$l_0 = 2,18L = 2,18 * 3000mm = 6540mm$$

Epäkeskisyydet:

$$e_0 = 20mm$$

$$e_i = \frac{l_0}{400} = \frac{6540mm}{400mm} = 16,4mm$$

$$e_2 = K_r K_\varphi \frac{f_{yd}/E_s}{4,5d} l_0^2$$

$$K_r = 1,0$$

$$K_\varphi = 1 + \left( 0,35 + \frac{f_{ck}}{200} + \frac{\lambda}{150} \right) \varphi_{ef}$$

$$I_c = \frac{bh^3}{12} = \frac{380mm * (380mm)^3}{12} = 1,74 * 10^9 mm^4$$

$$i = \sqrt{\frac{I_c}{A_c}} = \sqrt{\frac{1,74 * 10^9 mm^4}{(380mm)^2}} = 109,7mm$$

$$\lambda = \frac{l_0}{i} = \frac{6540mm}{109,7mm} = 59,6$$

$$\lambda_{lim} = 20 * A * B * C * \frac{1}{\sqrt{n}} = 20 * 0,7 * 1,1 * 0,7 * \frac{1}{\sqrt{0,953}} = 11,04$$

Suositusarvot: A = 0,7; B = 1,1 ja C = 0,7.

$$n = \frac{N_{Ed}}{A_c f_{cd}} = \frac{1950000N}{(380mm)^2 * 14,17 \frac{N}{mm^2}} = 0,953$$



$$K_{\varphi} = 1 + \left(0,35 + \frac{f_{ck}}{200} - \frac{\lambda}{150}\right) \varphi_{ef} = 1 + \left(0,35 + \frac{25}{200} - \frac{59,6}{150}\right) 1,5 = 1,117 > 1,0 \text{ OK}$$

$$e_2 = K_r K_{\varphi} \frac{f_{yd}/E_s}{4,5d} l_0^2 = 1,0 * 1,117 * \frac{435 \frac{N}{mm^2} / 200000 \frac{N}{mm^2}}{4,5 * 334mm} * (6540mm)^2 = 69,1mm$$

$$e_d = e_0 + e_i + e_2 = 20mm + 16,4mm + 69,1mm = 105,5mm$$

Vähimmäisepäkeskisyys:

$$e_0 = \max \left\{ \frac{h}{30} \right. \\ \left. 20mm \right.$$

Mitoittava momentti:

$$M_{Ed} = N_{Ed} * e_d = 1950000N * 105,5mm = 205,7kNm$$

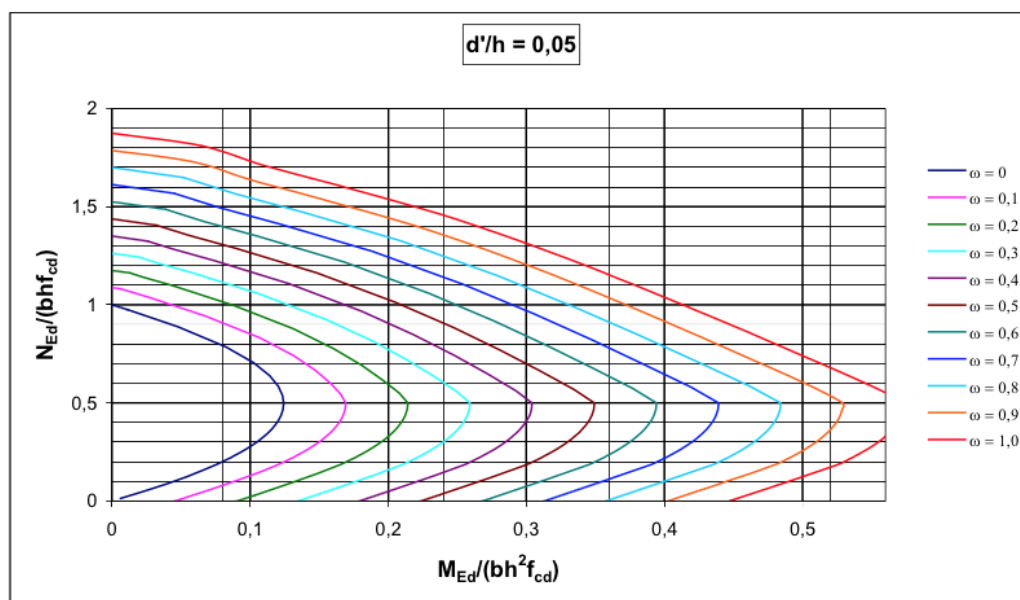
Suhteellinen normaalivoima:

$$\nu = \frac{N_{Ed}}{bh f_{cd}} = \frac{1950000N}{380mm * 380mm * 14,17 \frac{N}{mm^2}} = 0,953$$

Suhteellinen momentti:

$$\mu = \frac{M_{Ed}}{bh^2 f_{cd}} = \frac{205700000Nmm}{380mm * (380mm)^2 * 14,17 \frac{N}{mm^2}} = 0,265$$

Suhteellisen normaalivoiman ja suhteellisen momentin avulla katsotaan yhteisvaikutusdiagrammista (kuva 44) mekaaninen raudoitussuhde  $\omega$ , jonka jälkeen voidaan laskea poikkileikkaukseen tarvittava raudoitusmäärä  $A_s$ . Diagrammista saadaan raudoitussuhteen  $\omega$  arvoksi 0,58.



Kuva 44. Pilarin mitoituksen yhteisvaikutusdiagrammi. (Betoniteollisuus)

$$\omega = \frac{A_s f_{yd}}{b h f_{cd}} \gg 0,58 = \frac{A_s f_{yd}}{b h f_{cd}}$$

$$A_s = \frac{\omega b h f_{cd}}{f_{yd}} \gg A_s = \frac{0,58 * 380 \text{ mm} * 380 \text{ mm} * 14,17 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}}{435 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}} = 2728 \text{ mm}^2$$

Vaadittu teräsmäärä koko poikkileikkaukseen on  $2728 \text{ mm}^2$ .

Valitaan yht. 8 T25, eli joka nurkkaan 2 tankoa.  $A_{s,\text{tot}} = 3927 \text{ mm}^2$

Vähimmäisraudoitus:

$$A_{s,\text{min}} = \frac{0,10 N_{Ed}}{f_{yd}} = \frac{0,10 * 1950000 \text{ N}}{435 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}} = 448 \text{ mm}^2$$

tai

$$A_{s,\text{min}} = 0,002 A_c = 0,002 * (380 \text{ mm}^2) = 289 \text{ mm}^2$$

Enimmäisraudoitus:

$$A_{s,\text{max}} = 0,06 A_c = 0,06 * (380 \text{ mm}^2) = 8664 \text{ mm}^2$$

Haat:

Valitaan  $\phi_{\text{haka}} = 8 \text{ mm}$ ; ( $> \phi_{\text{pääraudoitus}} / 4 = 6,25 \text{ mm}$ ) Jakoväli  $15 * \phi_{\text{pääraudoitus}} = 25 \text{ mm} = 375 \text{ mm}$  ( $< b = 380 \text{ mm}$  tai  $400 \text{ mm}$ ). Valitaan UH T8 k375.

## 7 SEINÄT

### 7.1 Yleistä

Seinät välittävät pääasiassa pystykuormia. Taloudellisista syistä talonrakentamisessa seinät pyritään pääosin tekemään raudoittamattomina.

### 7.2 Raudoittamaton seinä

Seinän katsotaan olevan raudoittamaton, mikäli siinä on raudoitusta alle teräsbetoniseinän eli raudoitetun seinän vaaditun minimimäärän. Raudoitetun seinän poikkileikkauksen molempien puolien yhteenlaskettu minimi pystyraudoitusmäärä on  $A_{s,vmin}$  (ks. kohta Raudoitettu seinä).

#### 7.2.1 Raudoittamattoman seinän betonin mitoituslujuus

Eurokoodi määrittää betonin puristus- ja vetolujuuteen vaikuttavat kertoimet  $\alpha_{cc}$  ja  $\alpha_{ct}$ , joiden avulla otetaan huomioon puristus-/vetolujuuteen vaikuttavat pitkäaikaistekijät ja kuorman vaikuttamistavasta aiheutuvat epäedulliset tekijät.

Raudoittamattomissa rakenteissa kertoimet  $\alpha_{cc}$  ja  $\alpha_{ct}$  korvataan kertoimilla  $\alpha_{cc,pl}$  ja  $\alpha_{ct,pl}$ . Näillä huomioidaan edellä mainittujen tekijöiden lisäksi betonin raudoittamattomuudesta johtuva sitkeyden menetys raudoitettuun verrattuna.

(110)

$$\alpha_{cc,pl} = 0,80\alpha_{cc} = 0,80 \cdot 0,85 = 0,68$$

(111)

$$\alpha_{ct,pl} = 0,60\alpha_{ct} = 0,60 \cdot 1,0 = 0,60$$

Esimerkiksi betoni C25/30:  $f_{cd,pl} = 0,8 \cdot \alpha_{cc} \cdot f_{ck} / \gamma_C = 0,8 \cdot 0,85 \cdot 25 / 1,5 = 11,3$  MPa.

## 7.2.2 Hoikkuus

Seinän tukiehdoilla tarkoitetaan ympäröivien rakenteiden aikaansaamaa tuentaa, mikä jäykistää tarkasteltavaa seinää. Tukiehtoja ja niiden vaikutuksia nurjahduspituuteen on esitetty seuraavassa taulukossa (taulukko 15).

Seinän hoikkuus lasketaan seuraavasti:

(112)

$$\lambda = \frac{l_0}{i}$$

missä,

$i$  poikkileikkauksen jäyhyysäde

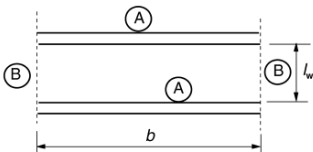
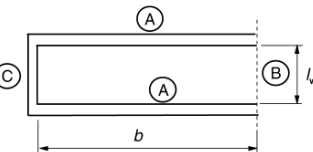
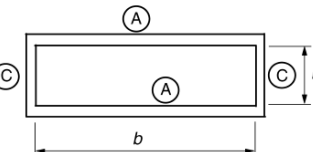
$l_0 = \beta \cdot l_w$  rakenneosan nurjahduspituus

missä,

$l_w$  seinän vapaa korkeus

$\beta$  tukiehdoista riippuva kerroin

Taulukko 15. Kertoimen  $\beta$  arvot erilaisilla reunaehdoilla

Poikittaissiirtymä estetty	Kaavio	Kaava	Kerroin $\beta$	
kahdella reunalla			$\beta = 1,0$ kaikilla suhteen $l_w/b$ arvoilla	
kolmella reunalla		$\beta = \frac{1}{1 + \left(\frac{l_w}{3b}\right)^2}$	$b/l_w$	$\beta$
neljällä reunalla		<p>Jos <math>b \geq l_w</math></p> $\beta = \frac{1}{1 + \left(\frac{l_w}{b}\right)^2}$ <p>Jos <math>b &lt; l_w</math></p> $\beta = \frac{b}{2l_w}$	$b/l_w$	$\beta$

(A) – Välipohjalaatta

(B) – Vapaa reuna

(C) – Poikittainen seinä

Esitettyjä tukiehtoja käytettäessä oletetaan, että seinässä ei ole seinän korkeuden kolmasosaa korkeampia tai seinän pinta-alan kymmenesosaa suurempia aukkoja. Aukkojen ylittäessä nämä rajat seinissä, joiden poikittainen siirtymä on estetty kolmella tai neljällä reunalla, pidetään aukkojen välisiä osia vain kahdelta reunalta poikittain tuettuina ja ne suunnitellaan tämän mukaisesti.

Poikittaista seinää voidaan pitää jäykistysseinänä, jos:

- sen kokonaispaksuus on vähintään puolet tuettavan seinän paksuudesta
- sillä on sama korkeus  $l_w$  kuin tarkasteltavalla tuettavalla seinällä
- sen pituus  $l_{ht}$  on vähintään  $l_w/5$
- pituudella  $l_{ht}$  ei ole poikittaisessa seinässä aukkoja

Kun seinä on ylä- ja alareunastaan kiinnitetty taivutuksen kestävästi paikalla valettua raudoitettua betonia käyttäen siten, että reunat pystyvät siirtämään momentit täydellisesti, voidaan taulukon mukaiset kertoimen  $\beta$  arvot kertoa luvulla 0,85.

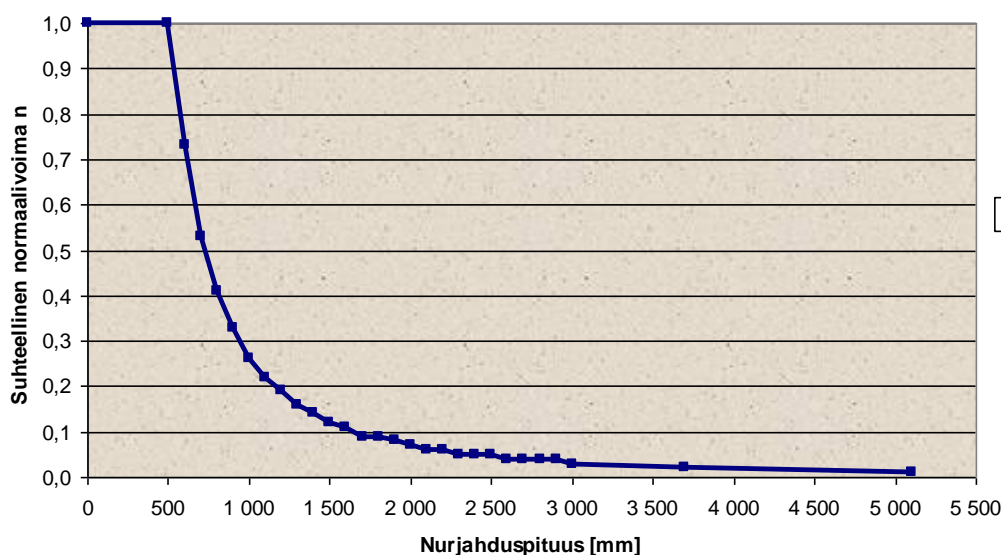
Paikalla valetun raudoittamattoman seinän hoikkuus saa olla enintään  $\lambda = 86$ .

### 7.2.3 Rajahoikkuus

Raudoittamattoman betonirakenteen rajahoikkuus  $\lambda_{lim}$  lasketaan samoin kuin raudoitettu poikkileikkaus yleensä. Tässä on huomioitava, että mekaaninen raudoitussuhde on  $\omega = 0$ . Tästä seuraa, että hoikkuusrajan laskentalausekkeen termi B on aina raudoittamattomille rakenteille 1,0.

Kuvassa 45 on esitetty hoikkuusrajan  $\lambda_{lim}$  käyttäytyminen seinälle, jonka paksuus on 180 mm. Termit A, B ja C ovat vakioarvoja  $A=0,7$  ;  $B= 1,0$  ja  $C=0,7$ . Normaaliseinäkorkeuksilla  $l \approx 2,7$  m saadaan kuvasta  $n \approx 0,03$ .

Betonilla C25/30 ( $f_{cd,pl} = 11,3$  MPa) saadaan suhteellinen normaalivoimakestävyys  $n_{Rd} = N_{Rd}/(A_c \cdot f_{cd,pl}) = 0,03 \Rightarrow N_{Rd} = 0,03 \cdot 0,18 \text{ m}^2/\text{m} \cdot 11,3 \text{ MN/m}^2 = 61 \text{ kN/m}$ . Matalissa rakennuksissa tämä normaalivoimakestävyys  $N_{Rd}$  saattaa riittää eikä nurjahdustarkastelua tarvitse tällöin tehdä.



Kuva 45. Seinän  $h = 180$  mm rajahoikkuus  $\lambda_{\text{lim}}$  suhteellisen normaalivoiman sekä nurjahduspituuden suhteen. (Luentomoniste RTEK-3210, Teräsbetonirakenteet, Lindberg, Kerokoski 2009)

#### 7.2.4 Normaalivoimakestävyys matalalle raudoittamattomalle seinälle

Paikalla valetun kantavan raudoittamattoman seinän paksuus on oltava vähintään 120 mm. Suorakaidepoikkileikkauksen normaalivoimakestävyys  $N_{Rd}$  on:

(113)

$$N_{Rd} = \eta f_{cd,pl} b h_w \left( 1 - 2 \frac{e}{h_w} \right)$$

missä,

$\eta f_{cd,pl}$  puristuslujuuden tehollinen mitoitusarvo

$\eta = 1,0$ , kun  $f_{ck} \leq 50$  MPa

$$f_{cd,pl} = \frac{\alpha_{cc,pl} f_{ck}}{\gamma_C}$$

$b$  poikkileikkauksen kokonaisleveys

$h_w$  poikkileikkauksen kokonaiskorkeus

$e$  normaalivoiman  $N_{Ed}$  epäkeskisyys

Vähimmäisepäkeskisyydelle käytetään vähimmäisepäkeskisyyttä kuten raudoitetulle puristetulle suorakaidepoikkileikkaukselle. Rakennetta, jossa on suuri kuorman epäkeskisyys, ei toteuteta raudoittamattomana.

$e_0$  on ensimmäisen kertaluvun analyysin mukainen epäkeskisyys, johon sisältyvät tarvittaessa välipohjien vaikutukset (esim. mahdolliset kiinnitysmomentit, jotka välittyvät laatasta seinään) ja vaakasuuntaisten kuormien vaikutukset

$e_i$  on lisäepäkeskisyys, joka kattaa mittaepätarkkuuksien vaikutukset,

$$e_i = \frac{l_0}{400}$$

Raudoittamattomien seinien vähimmäisepäkeskisyys sovelletaan raudoitettujen seinien mukaiseksi eli kokonaisepäkeskisyyden pitää olla suurempi kuin  $h_w/30$  tai 20 mm.

## 7.3 Raudoitettu seinä EC2

### 7.3.1 Määritelmä ja mitoituksen perusteet

Raudoitettu seinä määritellään siten, että sen pituuden suhde paksuuteen on vähintään 4 ja joissa raudoitus otetaan huomioon kestävyystarkasteluissa. Raudoitusta tulee olla molemmissa pinnoissa pysty- ja vaakasuuntaan vähintään minimiteräsmäärien verran. Raudoitettu seinä voidaan mitoittaa kuten raudoitettu pilari. Nurjahduspituus määritetään kuten raudoittamattoman seinän nurjahduspituus (taulukko 15). Nimelliseen kaa-reutuvuuteen perustuvaa menetelmää käytetään toisen kertaluvun vaikutusten selvittämiseksi. Vaadittava raudoitus saadaan pilareiden yhteisvaikutusdiagrammista.

### 7.3.2 Pystyraudoitus

Pystyraudoituksella tarkoitetaan symmetrisen vaakapoikkileikkauksen molempien puolien raudoitusta yhteenlaskettuna. Pystyraudoituksen määrä valitaan väliltä  $A_{s,v \min}$  ja  $A_{s,v \max}$ . Minimiraudoitus on  $A_{s,v \min}=0,002A_c$  ja maksimiraudoitus on  $A_{s,v \max}=0,06A_c$ . Maksimiraudoitusmäärä on annettu jatkoslimitysalueiden ulkopuoleiselle teräsmäärälle.

Pystytankojen välinen etäisyys on enintään:

(114)

$$s_v = \min \left\{ \begin{array}{l} 3h_w \\ 400\text{mm} \end{array} \right.$$

Esim., kun seinän paksuus  $h_w = 300$  mm, on pystysuuntainen minimirauditus T8 k150 molemmissa pinnoissa.

### 7.3.3 Vaakaraudoitus

Vaakaraudoituksella tarkoitetaan pystyleikkauksen molempien puolien raudoitusta yhteenlaskettuna. Vähimmäisala on:

(115)

$$A_{s,h,min} = \max \left\{ \begin{array}{l} \frac{1}{4} A_{s,v} \\ 0,001 A_c \end{array} \right.$$

Esim., kun seinän paksuus  $h_w = 300$  mm, on vaakasuuntainen minimirauditus T8 k300 molemmissa pinnoissa. Vaakaraudoituksen jakoväli on enintään  $s_h = 400\text{mm}$ . Vaakaraudoitus kannattaa asentaa uloimmaksi raudoitukseksi.

### 7.3.4 Poikittaisraudoitus

Jokaisessa seinän osassa, jonka kummassakin pinnassa olevan pystyraudoituksen kokonaisala ylittää arvon  $0,02A_c$ , käytetään haoista muodostuvaa poikittaisraudoitusta pilareita koskevien vaatimusten mukaisesti. Poikittaisraudoitusta ei tarvita, kun käytetään langoista hitsattua verkkoa joiden tankojen halkaisija  $\emptyset \leq 16\text{mm}$ , betonipeitteen ollessa yli  $2\emptyset$ .



## **8 PERUSTUKSET**

### **8.1 Yleistä**

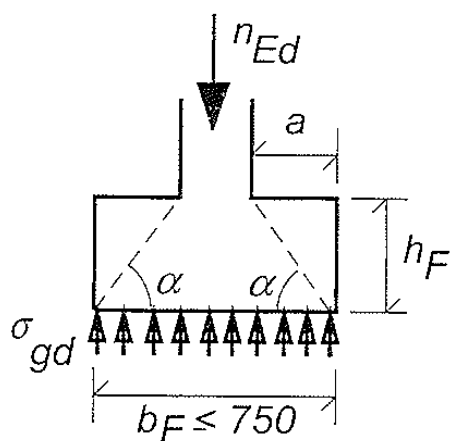
Perustusten suunnittelu voi pohjautua neljään erilaiseen periaatteeseen:

- Periaate 0: Pohjapaineen oletetaan jakautuvan suoraviivaisesti. Tätä periaatetta käytettäessä pohjapaine saa olla enintään sallitun mitoitusarvon suuruinen sekä käyttö- että murtorajatilassa. Odotettavissa olevat painumaerot eivät saa olla merkittäviä, eivätkä painumat saa vaikuttaa haitallisesti käyttörajatilassa.
- Periaate 1: Pohjapaineen laskennassa otetaan huomioon perustusten ja maapohjan jäykkyys suhde ja tarkastetaan, että syntyvä siirtymä voidaan hyväksyä. Tällöin on kokemukseräisesti tiedettävä riittävän hyvin, että siirtymät eivät vaikuta haitallisesti rakenteeseen.
- Periaate 2: Maapohjan siirtymätila otetaan huomioon tukeutuvissa rakenteissa. Rakenteiden painumista aiheuttavat kuormitusten muutokset on laskettava. Muutosten ollessa yli 10 % on käytettävä periaatetta 3.
- Periaate 3: Otetaan täydellisesti huomioon maapohjan, perustuksen ja tukeutuvan rakenteen yhteistoiminta.

### **8.2 Seinäanturat**

#### **8.2.1 Raudoittamaton seinäantura**

Raudoittamattoman anturan mitoitus perustuu betonin vetolujuuden hyväksikäyttöön. Yksinkertaisuuden vuoksi pohjapaine oletetaan tasan jakaantuneeksi keskeisesti kuormitetun anturan alla.



Kuva 46. Raudoittamattoman anturan toiminta. Kuvassa  $\sigma_{gd} = p_{Ed}$ . (Luentomoniste RTEK-3210, Teräsbetonirakenteet, Lindberg, Kerokoski 2009)

Antura voidaan tehdä raudoittamattomana, jos anturan paksuus  $h_F$  on tarpeeksi suuri vapaaseen reunamittaan  $a$  verrattuna (kuva 46). Suuria anturoita ei saa koskaan tehdä raudoittamattomina, koska betonin kovettumisen aikainen lämmönkehitys aiheuttaa epätasaisen lämpötilan jakaantumisen ja mahdollista halkeilua.

Seinäanturan leveys määräytyy sen mukaan, ettei maan kestävyys ylitä murtorajatilassa ja etteivät painumarajat ylitä käyttörajatilassa. Anturan leveyden  $b_F$  tulee olla:

(116)

$$b_f \geq \frac{n_{Ek}}{p_{Rk}}$$

missä,

$n_{Ek}$  seinän normaalivoiman ominaisarvo pituusmittaa kohti

$p_{Rk}$  maan kestävyys käyttörajatilassa

Murtorajatilassa anturan leveyden tulee täyttää ehto:

(117)

$$p_{Ed} = \frac{n_{Ed}}{b_F} \leq p_{Rd}$$

missä,

$n_{Ed}$  seinän mitoituskuorma (kN/m)

$p_{Ed}$  kuorman aiheuttaman pohjapaineen mitoitusarvo

$p_{Rd}$  perusmaan mitoituskestävyys

Raudoittamattoman seinänturan leveyden  $b_F$  tulee olla 300...750 mm. Niin kutsutussa raudoittamattomassakin anturassa täytyy aina olla pituussuuntaiset teräkset, esim. 2T10, jotka rajoittavat halkeilua.

Normaalivoiman kuormittamat seinä- ja pilarianturat voidaan suunnitella raudoittamattomasta betonista, mikäli:

(118)

$$\frac{0,85h_F}{a} \geq \sqrt{\frac{3p_{Ed}}{f_{ctd}}}$$

missä,

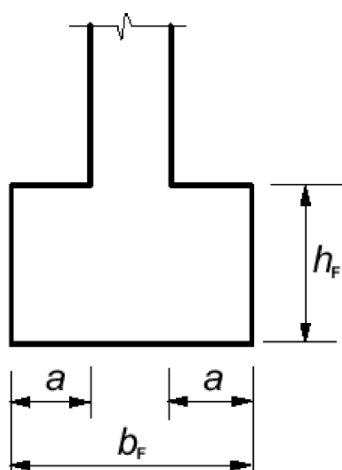
$h_F$  anturan paksuus

$a$  pystyosan seinämästä mitattu anturan ulkonema (kuva 48)

$p_{Ed}$  pohjapaineen mitoitusarvo

$f_{ctd}$  betonin vetolujuuden mitoitusarvo (sama yksikkö kuin  $p_{Ed}$ )

Yksinkertaistuksena voidaan käyttää ehtoa  $h_F/a \geq 2$ . Kuorma jakautuu alas seinältä tai pilarilta rakennuspohjaan kulmassa 1:2. Tarkat yläpuolisen lausekkeen arvot (Taulukko 16 ja Taulukko 17).



Kuva 47. Raudoittamattoman anturan merkinnät. (Luentomoniste RTEK-3210, Teräsbetonirakenteet, Lindberg, Kerokoski 2009)

Taulukko 16. Ehto  $h_F/a$  raudoittamattomille anturoille eri betoniluokissa.  $p_{Ed} = 300$  kPa.  
 Kulma  $\alpha$ : vrt. kuva 47. (Luentomoniste RTEK-3210, Teräsbetonirakenteet, Lindberg, Kerokoski 2009)

$p_{Ed}$ [kN/m <sup>2</sup> ]	$f_{ck}$ [MN/m <sup>2</sup> ]	$f_{ctm}$ [MN/m <sup>2</sup> ]	$f_{ctk;0,05}$ [MN/m <sup>2</sup> ]	$f_{ctd,pl}$ [MN/m <sup>2</sup> ]	$h_F/a$ -	Kulma $\alpha$ [°]
300	12	1,57	1,10	0,44	1,7	59
300	16	1,90	1,33	0,53	1,5	57
300	20	2,21	1,55	0,62	1,4	55
300	25	2,56	1,80	0,72	1,3	53
300	30	2,90	2,03	0,81	1,2	51
300	35	3,21	2,25	0,90	1,2	50
300	40	3,51	2,46	0,98	1,1	48
300	45	3,80	2,66	1,06	1,1	47
300	50	4,07	2,85	1,14	1,0	46
300	55	4,21	2,95	1,18	1,0	46
300	60	4,35	3,05	1,22	1,0	45
300	70	4,61	3,23	1,29	1,0	44
300	80	4,84	3,39	1,35	1,0	44
300	90	5,04	3,53	1,41	0,9	43

Taulukko 17. Ehto  $h_F/a$  raudoittamattomille anturoille eri betoniluokissa.  $p_{Ed} = 100 \dots 500$  kPa. Kulma  $\alpha$ : vrt. kuva 47. (Luentomoniste RTEK-3210, Teräsbetonirakenteet, Lindberg, Kerokoski 2009)

$p_{Ed}$ [kN/m <sup>2</sup> ]	$f_{ck}$ [MN/m <sup>2</sup> ]	$h_F/a$ -	Kulma $\alpha$ [°]
100	16	0,9	41
100	20	0,8	39
100	25	0,8	37
100	35	0,7	34
100	40	0,7	33
100	50	0,6	31
100	60	0,6	30
200	16	1,2	51
200	20	1,2	49
200	25	1,1	47
200	35	1,0	44
200	40	0,9	43
200	50	0,9	40
200	60	0,8	40
500	16	2,0	63
500	20	1,8	61
500	25	1,7	60
500	35	1,5	57
500	40	1,5	55
500	50	1,3	53
500	60	1,3	53

Viimeisen rivin mukaan anturaleveydelle  $b_F = 750$  mm ja kuvitteelliselle seinäleveydelle  $b_{seinä} = 150$  mm saadaan mitoituspystykuormaksi  $n_{Ed} = b_F \cdot p_{Ed} = 375$  kN/m, suhteeksi  $h_F/a \geq 1,3$  ja anturan korkeudeksi  $h_F \geq 1,3 \cdot (b_F - b_{seinä})/2 = 390$  mm  $\Rightarrow$  400 mm.

### 8.2.2 Raudoitettu seinäantura

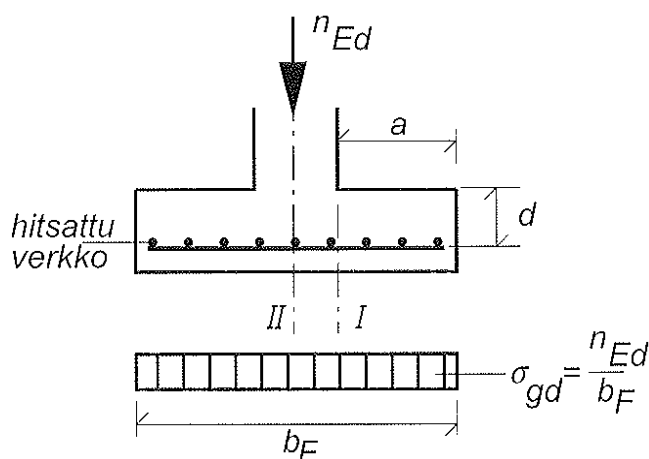
Raudoituksen säilyvyys asettaa anturalle tietyt ehdot. Raudoitettujen anturoiden halkeamaleveys pitää tarkistaa. Samoin leikkauskestävyys. Raudoitettu seinäantura toimii vetotangollisen puristuskaaren tavoin. Anturan taivutusmitoitus riippuu siihen liittyvästä rakenteesta.

Jos seinä liittyy anturaan monoliittisesti, momentti on (kuva 48):

$$M_{Ed} = \frac{p_{Ed} a^2}{2} \quad (119)$$

Jos anturaan liittyy muurattu seinä tai elementti, momentti on (kuva 48):

$$M_{Ed} = \frac{p_{Ed} b_F^2}{8} \quad (120)$$



Kuva 48. Hitsatulla verkolla raudoitettu seinäantura. Kuvassa  $\sigma_{gd} = p_{Ed}$ . (Luentomoniste RTEK-3210, Teräsbetonirakenteet, Lindberg, Kerokoski 2009)

Anturan paksuus pyritään valitsemaan siten, ettei leikkausraudoitusta tarvita.

### 8.3 Pilariantura

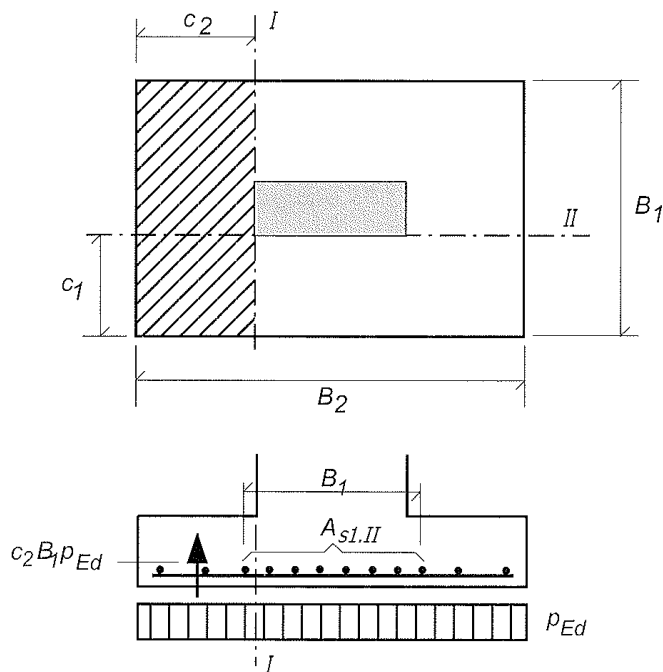
Pilarianturassa lävistyskestävyys on usein merkittävämpi kuin taivutuskestävyys. Anturan paksuus joudutaan määrittämään lävistyskestävyyden perusteella, jos anturassa ei ole leikkausraudoitusta. Pilariantura mitoitetaan taivutukselle leikkauksissa I ja II (kuva 49). Mitoitusmomentit näissä leikkauksissa ovat:

(121)

$$M_{I,Ed} \frac{p_{Ed} c_2^2 B_1}{2}$$

(122)

$$M_{II,Ed} \frac{p_{Ed} c_1^2 B_2}{2}$$



Kuva 49. Pilariantura. (Luentomoniste RTEK-3210, Teräsbetonirakenteet, Lindberg, Kerokoski 2009)

Mastopilareita ja sivusiirtyviä kehiä kuormittaa pystykuorman lisäksi myös vaakavoima jolloin anturat ovat epäkeskeisesti kuormitettuja. Anturan sivumitta  $B_1$  epäkeskisyyden suunnassa määritetään kaavalla (kuva 51):

(123)

$$B_1 \geq \frac{N_{c,Ed}}{B_2 p_{Rd}} + 3e_0$$

(124)

$$e_0 = \frac{M_{c,Ed}}{N_{c,Ed}}$$

missä,

$M_{c,Ed}$  mitoitusmomentti pilarin juuressa

$N_{c,Ed}$  mitoitusnormaalivoima pilarin juuressa

$B_2$  pilarin toinen sivumitta, joka joudutaan arvaamaan

Pohjapaine jakaantuu pituudelle:

(125)

$$L_1 = B_1 - 2e_d$$

Pohjapaineen mitoitusarvo on:

(126)

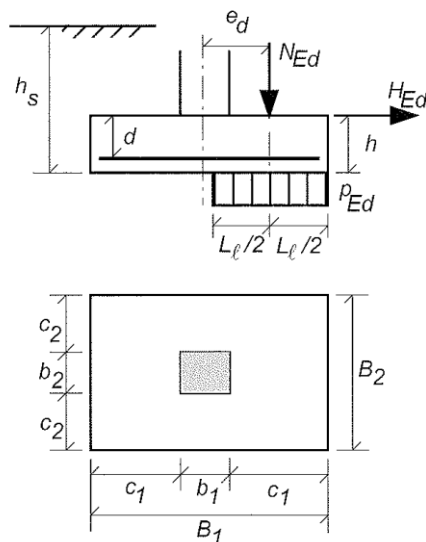
$$p_{Ed} = \frac{N_{Ed}}{B_2 L_1} \leq p_{Rd} + \rho_s h_s$$

missä,

$p_{Rd}$  maapohjan mitoituskestävyys (kPa)

$\rho_s$  maan tilavuuspaino

$h_s$  perustamissyvyys



Kuva 51. Epäkeskisesti kuormitettu pilariantura. (Luentomoniste RTEK-3210, Teräsbetonirakenteet, Lindberg, Kerokoski 2009)



Anturan tehollinen korkeus pyritään valitsemaan niin, ettei anturassa tarvita lävistys-raudoitusta.

### ESIMERKKI:

#### Seinäantura

Mitoita oheinen seinäantura.

Anturaan liittyvä seinä	200mm
Mitoitusvoimasuureet:	$n_{Ed} = 28 \text{ kN/m}$
Maan geotekninen mitoituskestävyys	$p_{Rd} = 50 \text{ kN/m}^2$
Betonin lujuusluokka	C25/30
Materiaaliosavarmuusluvut	$\gamma_c = 1,50 \quad \gamma_s = 1,1$

Lujuusarvot:

$$\lambda = 0,80$$

$$\eta = 1,0$$

$$\alpha_{cc} = 0,85; \alpha_{ct} = 1,0$$

$$f_{ctd} = \alpha_{ct} \frac{f_{ctk,0.05}}{\gamma_c} = 1,0 \frac{1,8 \text{ MPa}}{1,5} = 1,2 \text{ MPa}$$

#### Ratkaisu:

$$p_{Rd} \geq \frac{n_{Ed}}{b_F} = 50 \text{ kN/m}^2 \geq \frac{28 \text{ kN/m}}{b_F}$$

$$b_f = \frac{28 \text{ kN/m}}{50 \text{ kN/m}^2} = 0,56 \text{ m}$$

Valitaan anturan leveydeksi 600mm.

Ehtoja:

$$b_f \leq 750 \text{ mm}; \text{ OK}$$

$$\frac{0,85 h_F}{a} \geq \sqrt{\frac{3 p_{Ed}}{f_{ctd}}}$$

$$p_{Ed} = \frac{28 \text{ kN/m}}{0,6\text{m}} = 46,67 \text{ kN/m}^2$$

Kokeillaan  $h_F = 200\text{mm}$

$$\frac{0,85h_F}{a} = \frac{0,85 * 200\text{mm}}{200\text{mm}} = 0,85$$

$$\sqrt{\frac{3p_{Ed}}{f_{ctd}}} = \sqrt{\frac{3 * 0,04667 \text{ MN/m}^2}{1,2 \text{ MN/m}^2}} = 0,34$$

$0,85 \geq 0,34$  ; OK

Raudoittamaton seinäantura 600mm \* 200mm, pitkittäisteräket rajoittamaan halkeilua, esim. 2 T10.

## 9 JATKOTUTKIMUKSET

Jatkotutkimuksena tähän opetusmateriaaliin voisi lisätä vielä:

- seinien valmiit mitoitusaulukot
- pilarikonsolin mitoitus
- pilarin yläpään lisähaat ns. ”hattuhaat”
- palkin halkeaman yksinkertainen mitoitus
- jännitetyistä betonirakenteista yksinkertaistettu teoria

## **LÄHTEET**

Lindberg, R. & Kerokoski, O. 2009. Luentomoniste RTEK-3210, Teräsbetonirakenteet.

Punkki, J. 2004. Betoni 4.

SFS-EN 1992-1-1 + AC.

Suomen Betoniyhdistys. 2013. Betonirakenteiden suunnittelun oppikirja – Osa 1, BY211.